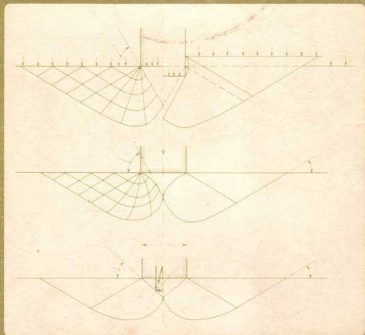


KARL TERZAGHI • RALPH B. PECK

SEGUNDA  
EDICION

# MECANICA DE SUELOS EN LA INGENIERIA PRACTICA



EDITORIAL "EL ATENEO" S.A.

**MECÁNICA DE SUELOS  
EN LA INGENIERÍA PRÁCTICA**



# MECÁNICA DE SUELOS

## EN LA

### INGENIERÍA PRÁCTICA

Por

**KARL TERZAGHI †**

*Profesor de la Práctica de la Ingeniería Civil,  
Universidad de Harvard  
Conferenciante y Asesor de Investigación en Ingeniería Civil  
Universidad de Illinois*

y

**RALPH B. PECK**

*Profesor de Ingeniería de las Fundaciones,  
Universidad de Illinois*

*Versión española*

por

**ORESTE MORETTO**

*Profesor Titular de Mecánica de Suelos y Fundaciones  
y de Construcciones de Hormigón Armado,  
Universidad Nacional de La Plata*

SEGUNDA EDICIÓN



EDITORIAL «EL ATENEO», S. A.  
BARCELONA - BUENOS AIRES - CARACAS - LIMA  
MÉXICO - MONTEVIDEO - RÍO DE JANEIRO

*Título original de la obra:*  
**SOIL MECHANICS IN ENGINEERING PRACTICE**  
Second edition

Copyright © 1955 by Librería «El Ateneo» Editorial.  
All rights reserved. Authorized translation published  
by John Wiley & Sons, Inc., New York.  
Copyright © 1948, 1967 by John Wiley & Sons, Inc.  
All rights reserved.

Primera edición, 1955  
*Primera reimpresión, 1958*  
*Segunda reimpresión, 1963*  
*Tercera reimpresión, 1968*  
*Cuarta reimpresión, 1971*  
Segunda edición, 1973  
*Primera reimpresión, 1975*  
*Segunda reimpresión, 1976*  
*Tercera reimpresión, 1978*

ISBN: 84-7021-020-3  
Depósito Legal: B. 42.731-1978

Reservados todos los derechos.  
Prohibida la reproducción total o parcial sin autorización  
escrita del editor.

Printed in Spain

Impreso en España

---

Industrias Gráficas M. Pareja - Montaña, 16 - Barcelona

## ADVERTENCIA DEL TRADUCTOR

*Traducir la segunda edición de este libro fue un compromiso adquirido al encarar la primera y consolidado por la especial deferencia, consideración y amistad que me brindaran sus autores. Con el correr de los años han cambiado, empero, de una manera singular las circunstancias en que hube de desarrollar esta vez dicha labor. Por un lado está la menor disponibilidad de tiempo, y por otro, la irresistible tentación —participada a los autores— de agregar comentarios a pie de página, siempre que la lectura del texto así me lo sugiera.*

*Salvé la disponibilidad de tiempo con la ayuda que me brindara la señora Susana Genta, quien comparó la segunda edición inglesa con la traducción de la primera para marcar dónde había modificaciones, mecanografiar y componer el borrador de la nueva traducción, partiendo de una versión dictada a un grabador y corregida a fin de adecuarla a una redacción castellana. Traducir de corrida, dictando, presenta para mí el inconveniente de una tendencia a mantener una estructura inglesa en la redacción, la cual con frecuencia requiere en castellano una inversión de frases. Aun cuando al corregir el dictado traté de salvar esa tendencia es posible que en algunos lugares haya sobrevivido una estructura inglesa mayor de la deseable que, sin sacrificar el significado, quite un poco de fluidez a la lectura.*

*Controlé la tentación al comentario, limitando las notas del traductor a aquellas aclaraciones que la enseñanza universitaria y la experiencia profesional me han ido señalando como indispensables para evitar circunstanciales interpretaciones antojadizas y equivocadas. Se adicionan también otras que reflejan una práctica ingenieril ligeramente distinta de la preconizada en el libro y que, sin alterar fundamentos, es de uso extendido en el ámbito en que se desarrolla mi actividad profesional. En estos casos, sistemáticamente, refiero al lector a algunas publicaciones de las que soy autor o coautor, donde se detallan esas diferencias, pues soy en gran parte responsable de su gestación. Asimismo, se agregan algunas notas a pie de página que sirven para actualizar el texto en los pocos aspectos en que, desde su aparición, ha habido avances muy significativos.*

ORESTE MORETTO

Vicente López, 1972



## PREFACIO DE LA SEGUNDA EDICIÓN

Gran parte del trabajo de revisión realizado para preparar esta segunda edición fue completado antes de la muerte de Karl Terzaghi, acaecida el 25 de octubre de 1963. Para entonces ya estaba convenida en detalle la amplitud de los cambios y el doctor Terzaghi había preparado los borradores de las partes que principalmente se hallaban a su cargo. Los primeros borradores de la mayoría de las demás revisiones importantes también habían sido objeto de su atención. Quien suscribe este prefacio se siente agradecido de que dichas páginas reflejen, en la medida en que resultó posible, la contribución de Terzaghi, pero así y todo lamenta y debe aceptar la responsabilidad por las inevitables limitaciones que pudieran contener y que no hubiesen escapado a la atención de aquél en su cuidadosa y crítica revisión final del manuscrito.

En particular, el doctor Terzaghi preparó las revisiones de los artículos sobre la estabilidad de taludes y los extensos agregados con referencia a los diques y sus fundaciones. Siendo así que los diques ocuparon una proporción cada vez mayor de la actividad que desarrolló en sus últimos años, dichos agregados pueden considerarse como la esencia de su pensamiento y su experiencia en la materia.

El texto ha sido complementado con referencias y listas de lecturas selectas que pueden servir de guía bibliográfica. Se ha adicionado, además, un nuevo capítulo sobre observaciones del comportamiento en obra, para ayudar al ingeniero en los métodos por utilizar en las mediciones, un paso que hace a la esencia misma de la eficaz aplicación de la mecánica de los suelos.

El enorme crecimiento habido en las últimas dos décadas con respecto a la literatura sobre la mecánica de suelos ha aumentado vastamente el problema de seleccionar la información que debía ser incluida. Para concretarla, los autores se han atenido al tratamiento seguido en el libro.

En la preparación del manuscrito, la señora Josephine B. Hegenbart ha sobrepasado ampliamente los límites de sus deberes usuales de dactilógrafa. Su incansable ayuda le es altamente reconocida aquí.

RALPH B. PECK

Urbana, Illinois  
Enero de 1967

## PREFACIO DE LA PRIMERA EDICIÓN

*La mecánica de suelos originóse hace varias décadas bajo el efecto de la presión ejercida por la necesidad, a medida que los problemas prácticos que involucraban a los suelos crecían en extensión y se hacía cada vez más aparente que los instrumentos científicos existentes para resolverlos resultaban insuficientes. Los intentos para remediar esta situación empezaron casi simultáneamente en Estados Unidos y en Europa y, dentro de un espacio de tiempo relativamente breve, dieron origen a un conjunto enorme de información útil.*

*El éxito inicial de este campo de la ciencia aplicada fue tan alentador que desde un principio se tuvo la impresión de que una nueva rama de la ingeniería de las estructuras estaba en formación, así que la extensión y la profundidad de las investigaciones teóricas aumentaron rápidamente, al mismo tiempo que se desarrollaban métodos y técnicas experimentales con un alto grado de refinamiento. Sin los resultados de estas investigaciones prolijas y cuidadosas no hubiese sido posible desarrollar un método racional para resolver los problemas que plantea la ingeniería de los suelos.*

*Infortunadamente, la investigación en mecánica de suelos tiene un efecto psicológico que a veces es nocivo, pues desvía la atención de muchos investigadores y profesores, los que olvidan las innumerables limitaciones que la naturaleza impone a la aplicación de soluciones matemáticas en la resolución de problemas de la ingeniería de los suelos. Como consecuencia de este efecto, se ha querido dar cada vez más énfasis a la necesidad de utilizar grandes refinamientos en la obtención de muestras y en la solución de esos pocos problemas que pueden resolverse con exactitud, olvidando que sólo se obtienen soluciones exactas cuando los estratos de suelo son prácticamente homogéneos y continuos en todas las direcciones horizontales. Además, como las investigaciones que conducen a soluciones exactas involucran la utilización de métodos de muestreo y de ensayo altamente especializados, se justifican sólo en casos excepcionales. En la gran mayoría de los casos, no se necesita más que una previsión aproximada de los fenómenos que se producirán, previsión que si no puede efectuarse con medios simples, no se puede hacer del todo. Si no resulta posible efectuar una previsión aproximada, hay que observar el comportamiento del suelo durante la construcción y modificar el proyecto, en caso de ser necesario, a la luz de estas observaciones. Estos hechos constituyen conceptos básicos en la mecánica de suelos*

y no pueden ser ignorados sin desafiar sus propósitos. Ellos rigen el tratamiento conceptual del contenido de este libro.

La Parte A trata de las propiedades físicas de los suelos y la Parte B de las teorías de la mecánica de suelos. Estas dos partes son muy breves, pero contienen todo lo que los estudiantes y el ingeniero no especializado necesitan conocer en la actualidad con respecto a la mecánica de los suelos.

La Parte C, que constituye la parte medular del libro, trata del arte de obtener resultados satisfactorios en la ingeniería de fundaciones, y de suelos en general, a un costo razonable, a pesar de la complejidad de la estructura de los estratos naturales de suelo y de las inevitables lagunas que siempre quedan en el conocimiento adquirido sobre las condiciones del subsuelo. Para alcanzar este objetivo, el ingeniero debe valerse de todos los métodos y recursos que tiene a su disposición, incluyendo la teoría, la experiencia y el ensayo de los suelos. Empero, todos estos recursos no son de ningún beneficio, a menos de que sean utilizados con cuidadosa discriminación, pues prácticamente todo problema a resolver en este campo de la ciencia presenta por lo menos algún aspecto que no tiene precedente.

En la Parte C, el estudio de los problemas prácticos empieza con un examen crítico de los métodos convencionales y prosigue luego paso a paso a describir el progreso realizado con la ayuda de los resultados obtenidos con la investigación en mecánica de suelos. Por esta circunstancia, se aconseja que el ingeniero no especializado empiece a leer el libro por la Parte C y recurra a las Partes A y B sólo para referencia, a fin de estudiar aquellos conceptos con los cuales no esté familiarizado. De otro modo se vería obligado a digerir una cantidad considerable del material contenido en este libro antes de que descubra su función en el campo de su interés particular.

Los detalles de los métodos para resolver los problemas prácticos descritos en la Parte C pueden cambiar a medida que aumenta la experiencia, y algunos pueden tornarse obsoletos en el término de pocos años, pues no son más que recursos temporarios. No obstante, se considera que el método general, de solución semiempírica, preconizado tiene méritos que son independientes del tiempo.

Al final de cada artículo, el lector encontrará en la Parte C una lista de referencias. Para su elección se dio prioridad a aquellas publicaciones que por su naturaleza incitan y desarrollan la tendencia a la observación cuidadosa e inteligente del comportamiento de las estructuras en el terreno. En relación con estas referencias debe hacerse notar que algunas de las discusiones, y contestaciones a las mismas, pueden contener información más importante que los artículos originales.

Como el campo de acción de la ingeniería de los suelos es demasiado amplio para ser cubierto en forma adecuada en un solo volumen, varios tópicos importantes, como ser: caminos, aeropuertos y túneles, han sido excluidos. En un apéndice, se han resumido algunas referencias breves concernientes a estos tópicos.

Los primeros borradores del original del libro fueron estudiados en forma crítica por el profesor C. P. Siess, cuyos comentarios resultaron especialmente útiles. Los autores también agradecen las sugerencias de varios

*ingenieros experimentados que leyeron distintas partes del texto. En particular, agradecen a los ingenieros A. E. Cummings, O. K. Peck y F. E. Schmidt por su estudio crítico de la Parte C, al Dr. R. E. Grim por revisar el Artículo 4 y a la Dra. Ruth D. Terzaghi por su ayuda en la preparación del Artículo 63.*

*Toda vez que una tabla o una figura fue tomada —en parte o en su totalidad— de otra fuente, el hecho se menciona cuando la tabla o la figura aparece en el texto. Los dibujos fueron realizados por el profesor Elmer F. Heater, al cual los autores están muy agradecidos por su interés en cooperar en este trabajo y por la habilidad con que los mismos fueron ejecutados.*

KARL TERZAGHI  
RALPH B. PECK

## Í N D I C E

<b>Parte I. Propiedades físicas de los suelos</b> .....	<b>1</b>
<b>Capítulo 1. Propiedades índice de los suelos</b> .....	<b>3</b>
1. Importancia práctica de las propiedades índice .....	3
2. Principales tipos de suelos .....	4
3. Tamaño y forma de las partículas de los suelos .....	9
4. Propiedades de los suelos formados de fracciones muy finas ....	11
5. Análisis mecánico o granulométrico de los suelos .....	18
6. Agregados de suelo .....	22
7. Consistencia y sensibilidad de las arcillas .....	29
8. Clasificación de los suelos .....	35
9. Requerimientos mínimos para una descripción adecuada de los suelos .....	41
<b>Capítulo 2. Propiedades hidráulicas y mecánicas de los suelos</b> .....	<b>45</b>
10. Significado de las propiedades hidráulicas y mecánicas de los suelos .....	45
11. Permeabilidad de los suelos .....	45
12. Tensión efectiva, tensión neutra, gradiente hidráulico crítico .....	56
13. Compresibilidad de estratos confinados de suelo .....	61
14. Consolidación de capas de arcilla .....	82
15. Tensiones y deformaciones de los suelos .....	86
16. Condiciones de rotura de los suelos .....	99
17. Resistencia al corte de suelos no cohesivos .....	105
18. Resistencia al corte de suelos cohesivos .....	110
19. Efecto de las vibraciones sobre los suelos .....	127
<b>Capítulo 3. Drenaje de los suelos</b> .....	<b>131</b>
20. Napa freática, humedad de suelo, fenómenos capilares .....	131
21. Formas y tipos de drenaje .....	136

<b>Parte II. Mecánica teórica de los suelos</b> .....	154
<b>Capítulo 4. Hidráulica de los suelos</b> .....	155
22. Alcance de los problemas hidráulicos .....	155
23. Cálculo de la filtración .....	156
24. Sifonaje .....	169
25. Teoría de la consolidación .....	172
<b>Capítulo 5. Equilibrio plástico de los suelos</b> .....	182
26. Hipótesis fundamentales .....	182
27. Estados de equilibrio plástico .....	185
28. Teoría de Rankine del empuje de las tierras .....	191
29. Influencia de la rugosidad del muro en la forma de la superficie de deslizamiento .....	198
30. La teoría de Coulomb del empuje activo contra muros de sostenimientos .....	200
31. Punto de aplicación del empuje .....	205
32. Empuje pasivo en el caso de superficies de contacto rugosas ....	207
33. Capacidad de carga de zapatas de fundación poco profundas ...	213
34. Capacidad de carga de pilares de fundación y de pilotes .....	221
35. Estabilidad de taludes .....	229
36. Estabilidad de diques de tierra .....	250
37. Empuje de la tierra contra entibaciones de excavaciones a cielo abierto .....	256
38. Efecto de arco en los suelos .....	262
<b>Capítulo 6. Asentamientos y presiones de contacto</b> .....	264
39. Introducción .....	264
40. Presiones verticales en el suelo situado debajo de las zonas cargadas	266
41. Asentamiento de fundaciones .....	271
42. Presión de contacto y teoría de reacción de la subrasante .....	276
<b>Parte III. Problemas de proyecto y la construcción</b> .....	283
<b>Capítulo 7. Exploración del suelo</b> .....	285
43. Propósito y alcance de la exploración del suelo .....	285
44. Métodos de exploración del suelo .....	291
45. Programa para la exploración del suelo .....	328

<b>Capítulo 8. Empuje de tierras y estabilidad de taludes .....</b>	<b>357</b>
46. Muros de sostenimiento .....	357
47. Drenaje de excavaciones .....	375
48. Entibación de excavaciones a cielo abierto .....	389
49. Estabilidad de laderas y de taludes de desmontes y excavaciones .	409
50. Compactación de suelos .....	436
51. Proyecto de terraplenes, malecones y diques de tierra .....	446
52. Estabilidad de la base de terraplenes y diques de tierra .....	454
<b>Capítulo 9. Fundaciones .....</b>	<b>467</b>
53. Fundaciones de estructuras .....	467
54. Fundaciones sobre zapatas .....	475
55. Plateas de fundación .....	509
56. Fundaciones sobre pilotes .....	521
57. Pilares de fundación .....	553
<b>Capítulo 10. Asentamientos debidos a causas no comunes .....</b>	<b>567</b>
58. Asentamientos debidos a los procesos constructivos .....	567
59. Asentamientos producidos por la depresión de la napa .....	577
60. Asentamientos causados por las vibraciones .....	582
<b>Capítulo 11. Presas y fundaciones de las presas .....</b>	<b>586</b>
61. Presas de tierra .....	586
62. Presas de escollera .....	596
63. Presas de hormigón fundadas sobre sedimentos .....	608
64. Supervisión de los embalses durante la construcción .....	620
<b>Capítulo 12. Observaciones de comportamiento .....</b>	<b>624</b>
65. Propósito y amplitud de las observaciones de comportamiento ....	624
66. Medición de desplazamientos .....	629
67. Medición de empujes de tierra .....	644
68. Medición de la presión de poros .....	655
69. Registro de las observaciones de obra y del terreno .....	660



## NOMENCLATURA

Los símbolos que se utilizan en este libro concuerdan en general con los propuestos en 1941 por la American Society of Civil Engineers (*Soil Mechanics Nomenclature*, Manual of Engineering Practice N° 22) aunque se han hecho algunas excepciones toda vez que se consideró necesario evitar confusiones. En la lista que sigue, después del símbolo, entre paréntesis, se indican sus dimensiones, si es que las tiene, y finalmente su significado.

- $A$  ( $\text{cm}^2$ ) = área
- $\bar{A}$  = coeficiente de presión de poros  $u_s/\Delta p$
- $A_p$  ( $\text{cm}^2$ ) = área de la base de un pilote o pilar
- $A_r$  = índice de áreas de un sacatestigos
- $a_r$  ( $\text{cm}^2/\text{kg}$  ó  $\text{cm}^2/\text{gm}$ ) = coeficiente de compresibilidad
- $B$  ( $\text{cm}$ ) = ancho
- $B$  = coeficiente de presión de poros  $u_s/p_s$
- $C$  (cualquier dimensión) = constante
- $C$  ( $\text{kg}$ ) = cohesión resultante
- $C_s$  ( $\text{kg}$ ) = adherencia total
- $C_s$  = índice de compresión del suelo en la naturaleza; coeficiente de recorrido
- $C'_s$  = índice de compresión del suelo amasado
- $C_r$  = índice de hinchamiento
- $C_w$  = coeficiente de recorrido compensado (rotura por sifonaje)
- $c$  ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ) = cohesión
- $c$  ( $\text{cm}$ ) = constante de la fórmula "Engineering News"
- $c_1$  ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ) = cohesión como ordenada al origen en arcillas preconsolidadas
- $c_s$  ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ) = adherencia entre suelo y pilote, pilar de fundación, pared o tablestaca
- $c_r$  ( $\text{cm}^2/\text{seg}$ ) = coeficiente de consolidación
- $D$  ( $\text{cm}$ ) = tamaño de grano; profundidad; diámetro; distancia entre centro de pilotes
- $D_{10}$  ( $\text{cm}$ ) = diámetro o tamaño efectivo
- $D_f$  ( $\text{cm}$ ) = profundidad de la fundación
- $D_r$  = densidad relativa de un suelo no cohesivo
- $d$  ( $\text{cm}$ ) = diámetro de un pilote; distancia
- $E$  ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ) = módulo de elasticidad (si  $E$  se refiere a un estado definido o a un intervalo de tensiones, se usan subíndices)
- $E$  (voltios) = diferencia de potencial eléctrico
- $E$  = eficiencia de una pantalla impermeable
- $E$  ( $\text{kg}/\text{cm}$ ) = fuerza normal en los lados de una faja (análisis de estabilidad)
- $E_t$  ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ) = módulo tangente inicial
- $e$  = relación de vacíos
- $e$  ( $\text{coulomb}/\text{cm}^2$ ) = carga eléctrica unitaria
- $e_s$  = relación de vacíos en el estado más suelto
- $e_{s_{\text{máx}}}$  = relación de vacíos en el estado más denso
- $e_w$  = volumen de agua por unidad de volumen de materia sólida (para un suelo saturado  $e_w = e$ )
- $e_c$  = relación de vacíos crítica
- $F$  ( $\text{kg}$ ) = reacción; fuerza resultante
- $F$  = coeficiente de seguridad

$f_s$  (kg/cm<sup>2</sup>) = suma de la fricción y la adherencia entre suelo y pilote o pilar de fundación

$f$  = coeficiente de fricción entre suelo y base de una estructura

$f_0$  (1/seg) = frecuencia natural (vibraciones)

$f_i$  (1/seg) = frecuencia del impulso (vibraciones)

$G_s$  = relación espacio de aire (drenaje)

$H$  (cm) = espesor de un estrato, excepto cuando se refiere a una capa en consolidación.

En este caso,  $H$  = espesor de una capa semiabierta o un medio del espesor de una capa abierta

$H$  (cm) = altura de caída del martillo (hinca de pilotes)

$H_c$  (cm) = altura crítica de un talud

$h$  (cm) = carga hidráulica

$h_m$  (cm) = carga piezométrica

$\Delta h$  (cm) = caída de potencial (hidráulica)

$h_s$  (cm) = altura de ascensión capilar; altura crítica de rotura por sifonaje

$h_{ss}$  (cm) = altura de saturación completa de un suelo drenado

$h_{sr}$  = carga crítica de rotura por sifonaje según el cálculo basado en el método de la línea de recorrido

$h_r$  = presión relativa de vapor

$h_{rs}$  = humedad relativa

$I_l$  = índice de liquidez

$I_p$  = índice plástico

$i$  = gradiente hidráulico

$i_c$  = gradiente hidráulico crítico

$i_e$  = gradiente de potencial (electroósmosis)

$i_p$  (kg/cm<sup>3</sup>) = gradiente de presión

$K$  = relación entre la intensidad de la presión horizontal y la de la presión vertical en un mismo punto de una masa de suelo.

$K_s$  = coeficiente de la presión lateral de las tierras en reposo; es decir, valor de  $K$  para el estado inicial de equilibrio elástico

$K_A$  = coeficiente del empuje activo de las tierras

$K_P$  = coeficiente del empuje pasivo de las tierras

$K$  (cm<sup>2</sup>) = permeabilidad

$K_r$  (kg/cm<sup>3</sup>) = coeficiente de reacción de la subrasante

$k$  (cm/seg) = coeficiente de permeabilidad

$k_l$  (cm/seg) = coeficiente de permeabilidad en dirección paralela a los planos de estratificación

$k_H$  (cm/seg) = coeficiente de permeabilidad en dirección normal a los planos de estratificación

$k_r$  (cm/seg) = coeficiente de permeabilidad de arcilla amasada

$k_s, k_e$  (kg/m<sup>3</sup>) = coeficientes para calcular el empuje que se ejerce sobre un muro de sostenimiento

$k_h$  (cm/seg) = coeficiente de permeabilidad en la dirección horizontal

$k_v$  (cm/seg) = coeficiente de permeabilidad en la dirección vertical

$k_e$  (cm/seg) = coeficiente de permeabilidad electroosmótica

$L$  (cm) = longitud de la línea de recorrido; longitud

$L_m$  = límite líquido

$l$  (cm) = longitud

$M_s$  (kgcm) = momento de las fuerzas cohesivas

$m$  = factor de reducción (empuje contra entibaciones de cortes a cielo abierto)

$m_v$  (cm<sup>2</sup>/kg ó cm<sup>2</sup>/gm) = coeficiente de compresibilidad volumétrica

$m_w$  = coeficiente (análisis de estabilidad según ecuación 35.11)

$N$  = coeficiente sin dimensión ( $N_e, N_\gamma$  y  $N_c$  = coeficientes de capacidad de carga;

$N_s$  = coeficiente de estabilidad en la teoría de la estabilidad de taludes); número de golpes para hincar la cuchara sacamuestras durante la ejecución de un ensayo normal de penetración

$N_\phi$  = valor de fluencia =  $\tan^2 (45^\circ + \phi/2)$

$N_d$  = Número de caídas de potencial (red de filtración)

$N_f$  = número de canales de filtración (red de filtración)

- $n$  = porosidad; número de pilotes en un grupo  
 $n_s$  = relación entre la distancia del punto de aplicación de la resultante del empuje al borde inferior de la estructura de sostenimiento y la altura total de esta última  
 $n_d$  = factor de profundidad (estabilidad de taludes)  
 $n_r$  = intensidad de un terremoto  
 $P$  = porcentaje de granos menores de un tamaño dado  
 $P$  (kg ó kg/m) = presión resultante  
 $P_a$  (kg/m) = empuje activo cuando hay efecto de arco (muros de sostenimiento; estado activo de Rankine)  
 $P_a$  (kg/m) = empuje activo cuando hay efecto de arco (entibación de excavaciones a cielo abierto)  
 $P_g$  (gm) = resultante de las fuerzas de gravedad sobre una partícula  
 $P_p$  (kg/m) = empuje pasivo. Puede dividirse en  $P_p'$ , que depende del peso unitario del suelo, y en  $P_p''$ , que depende de la cohesión y de la sobrecarga  $P_p''$  puede a su vez subdividirse en  $P_{p1}$  y  $P_{p2}$ , respectivamente  
 $P_s$  (gm) = resultante de las fuerzas de superficie de una partícula  
 $P_{sh}$  (kg/cm) = presión hidráulica resultante  
 $P_{sh}$  = límite plástico  
 $\Delta P_a$  (kg/cm) = parte del empuje activo debido a la carga lineal  $q'$   
 $p$  (kg/cm<sup>2</sup>) = presión o tensión normal; reacción de la subrasante  
 $p_1, p_2, p_3$  (kg/cm<sup>2</sup>) = tensiones principales: mayor, intermedia y menor  
 $\bar{p}$  (kg/cm<sup>2</sup>) = presión efectiva (la barra puede ser omitida); presión efectiva de la cubierta, cuando se usa en la expresión  $c/\bar{p}$   
 $p_a$  (kg/cm<sup>2</sup>) = intensidad del empuje activo unitario  
 $p_a$  (kg/cm<sup>2</sup>) = presión atmosférica  
 $p_c$  (kg/cm<sup>2</sup>) = presión de confinamiento; presión hidrostática triaxial  
 $p_h$  (kg/cm<sup>2</sup>) = presión horizontal sobre un plano vertical  
 $p_v$  (kg/cm<sup>2</sup>) = presión vertical sobre un plano horizontal  
 $p_c$  (kg/cm<sup>2</sup>) = presión capilar  
 $p_e$  (kg/cm<sup>2</sup>) = aumento de presión sobre un muro de sostenimiento debido a una sobrecarga  $q$  por unidad de área  
 $p'_e$  (kg/m) = aumento de presión sobre un muro de sostenimiento debido a la sobrecarga  $q'$  por unidad de longitud paralela a la cresta  
 $p_f$  (kg/cm<sup>2</sup>) = presión de filtración  
 $p_b$  (kg/cm<sup>2</sup>) = presión que corresponde al punto  $b$ , figura 22a  
 $p_i$  (kg/cm<sup>2</sup>) = presión inicial; presión existente como consecuencia de la cubierta de tierra  
 $p_{max}$  (kg/cm<sup>2</sup>) = máxima presión de consolidación que actúa sobre el suelo en la naturaleza  
 $\Delta p$  (kg/cm<sup>2</sup>) = cambio de presión; tensión de consolidación, presión axial adicional en el ensayo triaxial  
 $\Delta p_a$  (kg/cm<sup>2</sup>) = resistencia de adherencia  
 $\Delta p_r$  (kg/cm<sup>2</sup>) = diferencia de tensión en rotura  
 $\Delta p_f$  (kg/cm<sup>2</sup>) = valor final de la diferencia de tensión  
 $Q$  (cm<sup>3</sup> o cm<sup>2</sup>) = descarga total en la unidad de tiempo  
 $Q$  (kg) = carga concentrada  
 $Q_a$  (kg) = carga admisible de un pilote  
 $Q_c$  (kg) = capacidad de carga de falla estática de un pilote  
 $Q_c$  (kg ó kg/m) = carga crítica de una zapata o pilar de fundación que descansa en suelo denso o resistente. Puede dividirse en  $Q_c'$ , debida al peso del suelo y  $Q_c''$ , debida a la cohesión y a la sobrecarga. La capacidad de carga de una zapata circular se designa por  $Q_{c1}$ ; la de una zapata cuadrada por  $Q_{c2}$   
 $Q_c'$  (kg ó kg/m) = carga crítica sobre una zapata o un pilar de fundación que descansa en suelo suelto o blando  
 $Q_{cd}$  (kg) = resistencia de un pilote a la penetración dinámica  
 $Q_l$  (kg) = fricción lateral (total)  
 $Q_r$  (kg) = capacidad de carga a rotura de un grupo de pilotes  
 $Q_p$  (kg) = resistencia de punta de un pilote

- $Q$ . (kg) = resistencia friccional de un pilote o pilar de fundación  
 $Q_1$  (kg) = carga neta actuante en una zapata o platea de fundación; está formada por la suma de la carga permanente neta,  $Q_{an}$ , y de la sobrecarga propiamente dicha,  $Q_1$ . Carga sobre un pilote; está formada por la suma del esfuerzo  $Q'$  ejercido por el edificio y de  $Q' + Q''$ , debidos a la fricción lateral negativa.  
 $q$  (kg/cm<sup>2</sup> o kg/m<sup>2</sup>) = carga uniformemente distribuida; sobrecarga por unidad de área; presión axial suplementaria (ensayo triaxial)  
 $q'$  (kg/cm o kg/m) = carga lineal uniformemente distribuida  
 $q_a$  (kg/cm<sup>2</sup>) = presión admisible del suelo  
 $q_s$  (kg/cm<sup>2</sup>) = capacidad de carga a rotura de un suelo denso o resistente. Para suelo blando o suelto dicho valor se designa  $q'_s$ . La capacidad de carga de una zapata circular se identifica con  $q_{sc}$ , para una zapata cuadrada con  $q_{sq}$  y para una zapata oblonga con  $q_{sa}$   
 $q_p$  (kg/cm<sup>2</sup>) = capacidad de carga del suelo debajo de la punta o base de pilote o pilar de fundación; resistencia a la penetración del cono  
 $q_u$  (kg/cm<sup>2</sup>) = resistencia a la compresión simple  
 $R$  = relación entre el tamaño de material de filtro y el material a ser protegido  
 $R$  (cm) = radio de influencia de un pozo; radio de curvatura de un talud deformado  
 $r$  (cm) = radio  
 $r_1$  (cm) = radio del círculo de fricción (estabilidad de taludes)  
 $r_n$  (cm) = radio de la espiral logarítmica  
 $S$  (kg/m) = resistencia total al deslizamiento entre la base de un dique y el subsuelo  
 $S$  (cm) = asentamiento; penetración del pilote bajo el golpe del martillo  
 $S_e$  (cm) = compresión elástica temporaria del pilote bajo el golpe del martillo  
 $S_r$  = grado de saturación  
 $S_i$  = grado de sensibilidad  
 $S_w$  = límite de contracción  
 $s$  (kg/cm<sup>2</sup>) = resistencia al corte  
 $s_r$  (kg/cm<sup>2</sup>) = resistencia al corte residual  
 $T$  (kg/m) = fuerza de corte en las caras de una faja (análisis de estabilidad)  
 $T$  (grados centígrados) = temperatura  
 $T_s$  (gm/cm) = tensión superficial de un líquido  
 $T_s$  = factor de tiempo  
 $t$  (seg) = tiempo  
 $t$  (kg/cm<sup>2</sup>) = tensión tangencial  
 $U$  (kg/m) = presión neutra total en la base de un dique  
 $U$  = grado de consolidación; coeficiente de uniformidad =  $D_{60}/D_{30}$   
 $u$  (kg/cm<sup>2</sup>) = sobrepresión hidrostática  
 $u_a$  (kg/cm<sup>2</sup>) = presión de poros causada por una presión hidrostática  $p$ ; incremento de la presión hidrostática en la célula de presiones  
 $u_d$  (kg/cm<sup>2</sup>) = presión de poros causada por la diferencia de tensión  $\Delta p$  en un ensayo triaxial no drenado.  
 $u_r$  (kg/cm<sup>2</sup>) = presión de poros en el momento de la rotura en un ensayo triaxial consolidado no drenado.  
 $u_g$  (kg/cm<sup>2</sup>) = presión del aire o de la fase gaseosa (vapor de agua) contenida en un suelo  
 $u_w$  (kg/cm<sup>2</sup>) = tensión neutra; presión del agua de los poros  
 $V$  (cm<sup>3</sup>) = volumen total  
 $V_v$  (cm<sup>3</sup>) = volumen total de vacíos  
 $v$  (cm/seg) = velocidad de descarga  
 $v_f$  (cm/seg) = velocidad de filtración  
 $W$  (kg o kg/cm) = peso  
 $W_M$  (kg) = peso del martillo de un martinete para pilotes  
 $W_P$  (kg) = peso de un pilote  
 $W_s$  (kg) = peso efectivo del suelo natural que ha sido sustituido por una zapata o un sótano  
 $w$  = contenido de humedad en porciento del peso del suelo seco  
 $z$  (cm) = profundidad

- $z_0$  (cm) = profundidad de las grietas de tracción  
 $\alpha$  = ángulo  
 $\alpha$  = factor de reducción de la resistencia de la arcilla en contacto con el fuste de un pilar de fundación  
 $\beta$  (grados) = ángulo del talud  
 $\gamma$  (gm/cm<sup>3</sup>) = peso unitario (suelo, agua y aire)  
 $\gamma'$  (gm/cm<sup>3</sup>) = peso unitario del suelo sumergido  
 $\gamma_a$  (gm/cm<sup>3</sup>) = peso unitario del suelo cuando toda el agua es remplazada por aire  
 $\gamma_w$  (gm/cm<sup>3</sup>) = peso unitario del agua  
 $\gamma_s$  (gm/cm<sup>3</sup>) = peso unitario de los elementos sólidos  
 $\Delta$  = incremento  
 $\Delta$  (kg/cm) = energía perdida durante la hinca de pilotes  
 $\delta$  (grados) = ángulo de fricción entre suelo y muro; ángulo entre la tensión resultante y la normal al plano  
 $\varepsilon$  = base de los logaritmos neperianos; deformación unitaria  
 $\eta$  (gm/cm<sup>2</sup> seg) = viscosidad  
 $\theta$  (grados) = ángulo; ángulo central  
 $\mu$  = coeficiente de Poisson, micrón  
 $\Phi$  = potencial de velocidad (red de filtración)  
 $\phi$  (grados) = ángulo de fricción interna; en la ecuación de Coulomb, ángulo de fricción interna  
 $\phi_{cs}$  (grados) = ángulo de resistencia al corte correspondiente a las condiciones del ensayo consolidado no drenado  
 $\phi_f$  (grados) = ángulo de fricción entre partículas en sus puntos de contacto  
 $\phi_r$  (grados) = ángulo de resistencia al corte residual  
 $\phi_1$  (grados) = ángulo de resistencia al corte de la arcilla preconsolidada  
 $\chi$  = coeficiente que relaciona la presión de poros de la fase gaseosa y la fase líquida del suelo  
 $\log a$  = logaritmo neperiano (natural) de  $a$   
 $\log_{10} a$  = logaritmo decimal de  $a$   
 $\overline{ab}$  = distancia  $ab$ , medida a lo largo de una línea recta  
 $\widehat{ab}$  = distancia  $ab$ , medida a lo largo de un arco  
 $\approx$  significa: aproximadamente igual a  
 15.3 indica: ecuación 3, artículo 15. El número del artículo aparece en la cabecera de las páginas  
 tensión (kg/cm<sup>2</sup>) = esfuerzo unitario en el sentido más amplio de la expresión: compresión, tracción o esfuerzo tangencial



## INTRODUCCIÓN

*Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica* se ha dividido en las tres partes siguientes:

- I. Propiedades Físicas de los Suelos.
- II. Mecánica Teórica de los Suelos.
- III. Problemas del Proyecto y de la Construcción.

La Parte I trata de las propiedades físicas y mecánicas de probetas homogéneas de suelos inalterados y de suelos amasados. Estudia aquellas propiedades que sirven de criterios útiles para distinguir entre sí diferentes suelos, y da instrucciones para describir los suelos en forma adecuada. También estudia aquellas propiedades de los suelos que están directamente relacionadas con el comportamiento de las masas de suelo durante y después de la construcción de las obras.

La Parte II provee al lector de un conocimiento elemental de las teorías que se necesitan para resolver problemas que involucran la estabilidad o la capacidad de carga de los suelos, o bien que atañen a la acción mutua entre suelo y agua. A pesar de que todas estas teorías se basan en hipótesis radicalmente simplificadoras respecto de las propiedades mecánicas e hidráulicas de los suelos, cuando se aplican con propiedad, los resultados que se obtienen con estos procedimientos aproximados son suficientemente exactos para la mayoría de los propósitos prácticos.

La Parte III trata de la aplicación de nuestro conocimiento actual del comportamiento de los suelos y de las teorías de mecánica de suelos al proyecto y a la construcción en el campo de las fundaciones y de la ingeniería de los suelos.

Las propiedades físicas de los suelos podrían estudiarse muy bien en un curso general sobre las propiedades de los materiales de construcción, y las teorías de la mecánica de suelos constituyen una parte del panorama general que abarca la mecánica teórica. Pero el proyecto y la construcción de fundaciones y obras de tierra, que forma la tercera y más extensa parte de este libro, es un tema independiente, con características propias, pues involucra métodos de razonamiento y de procedimiento que no tienen semejanza con los utilizados en otras ramas de la ingeniería de las estructuras. En otras especialidades, el ingeniero estudia el efecto que las fuerzas ejercen sobre estructuras construidas con productos manufacturados, como ser el acero y el hormigón, o con materiales naturales seleccionados cuidadosamente, como lo son la madera y la piedra utilizadas con ese propósito. Como las

propiedades de estos materiales pueden determinarse con exactitud, los problemas que plantea el proyecto pueden casi siempre resolverse por aplicación directa de la teoría, o de los resultados de ensayos sobre modelos.

Por contraposición, toda manifestación o conclusión relativa al comportamiento de los suelos en el terreno involucra muchas incertidumbres, y, en casos extremos, los conceptos que gobiernan el proyecto no alcanzan a ser más que crudas hipótesis de trabajo, que pueden estar lejos de la realidad. En estos casos, el riesgo de una falla total o parcial puede eliminarse solamente con el uso de lo que podríamos llamar el procedimiento experimental, basado en la observación del comportamiento real de la obra. Este procedimiento se lleva a la práctica haciendo observaciones apropiadas del comportamiento de la obra desde el inicio de su construcción, a fin de descubrir cualquier signo que indique que las condiciones reales divergen de las supuestas por el proyectista; en cuyo caso se modifica el proyecto o el método constructivo, ajustándolo a dichas condiciones.

Estas consideraciones determinan el orden y el método de presentación de los temas que se estudian en la Parte III. En lugar de empezar con instrucciones para aplicar los principios teóricos en el proyecto, la Parte III trata primero la técnica a utilizar para obtener, en un lugar dado, datos respecto de las condiciones del subsuelo por medio de perforaciones, auscultaciones, muestreo y ensayos. A pesar de que esta exploración del terreno requiere siempre mucho tiempo y trabajo, los resultados que se obtienen dejan comúnmente mucho lugar para la interpretación personal.

Los capítulos siguientes contienen un estudio de los principios generales a utilizar en el proyecto de muros de sostenimiento, diques de tierra y fundaciones. El comportamiento de estas estructuras depende principalmente de las propiedades físicas de los suelos y de las condiciones del subsuelo. Como nuestro conocimiento de las condiciones del subsuelo es siempre incompleto, es inevitable que exista cierta incertidumbre con respecto a la validez de las hipótesis fundamentales que se utilizan en la confección del proyecto. Esta incertidumbre requiere y recibe atención constante en la composición de este libro. Tales disquisiciones no son necesarias en los libros de texto que tratan de las otras ramas de la ingeniería estructural, ya que casi siempre se puede tomar como segura la exactitud de las hipótesis fundamentales relativas a las propiedades de los otros materiales comunes de construcción.

## PARTE I

# Propiedades físicas de los suelos

La parte I está dividida en tres capítulos. El primero se ocupa de los procedimientos comúnmente utilizados para diferenciar los distintos suelos o distintos estados de un mismo suelo. El segundo, trata de las propiedades hidráulicas y mecánicas de los suelos y de los métodos experimentales utilizados para determinar valores numéricos representativos de esas propiedades. El tercer capítulo estudia los procesos físicos relacionados con el drenaje de los suelos.



## Capítulo 1

### PROPIEDADES INDICE DE LOS SUELOS

#### ART. 1 IMPORTANCIA PRÁCTICA DE LAS PROPIEDADES INDICE

En fundaciones y mecánica de suelos, más que en cualquier otra rama de la ingeniería civil, es necesaria la experiencia para actuar con éxito. El proyecto de las estructuras comunes fundadas sobre suelos, o de aquellas destinadas a retener suelos, debe necesariamente basarse sobre simples reglas empíricas, así que éstas pueden ser utilizadas con propiedad solamente por el ingeniero que posee un bagaje suficiente de experiencia. Las obras de mayor vuelo, con características poco comunes, suelen justificar la aplicación extensiva de métodos científicos en su proyecto, pero, a menos que el ingeniero a cargo de ellas posea una gran experiencia, no podrá preparar inteligentemente el programa de ensayos requeridos ni interpretar sus resultados en la forma debida.

Como la experiencia personal no llega nunca a ser lo suficientemente extensa, el ingeniero se ve muchas veces obligado a basarse sobre informes acerca de experiencias ajenas. Si estos informes contienen una descripción adecuada de las condiciones del suelo, constituyen una fuente estimable de conocimientos; de otro modo pueden conducir a conclusiones erróneas. En efecto, en el dominio de la ingeniería de las estructuras una descripción de la rotura de una viga sería de poco valor, a menos que se incluyese, además de otros datos esenciales, un párrafo indicando si la viga se hizo de acero o de fundición. En todos los anales antiguos sobre experiencias con fundaciones, la naturaleza de los suelos es descrita simplemente con términos generales tales como "arena fina" o "arcilla blanda", a pesar de que la diferencia en las propiedades mecánicas de dos arenas finas de distintas localidades puede ser más importante y de mayores consecuencias que la existente entre acero y fundición. Por esta razón, uno de los principales propósitos perseguidos en los esfuerzos recientes para reducir los riesgos inherentes a todo trabajo de suelos ha consistido en buscar métodos para diferenciar los distintos tipos de suelos de una misma categoría. Las propiedades en que se basa dicha diferenciación se conocen con el nombre de *propiedades índice* y los ensayos necesarios para determinarlas, *ensayos de clasificación*.

La naturaleza de cualquier suelo puede ser alterada si se lo somete a un tratamiento adecuado. Por ejemplo, una arena suelta puede trasformarse en densa si se la vibra adecuadamente. Por eso, el comportamiento de los

suelos en el terreno depende no solo de las propiedades significativas de los granos de su masa, sino que también de aquellas propiedades que tienen su origen en el acomodamiento de las partículas dentro de ella. De ahí que resulte conveniente dividir las propiedades índice en dos clases: *propiedades de los granos del suelo* y *propiedades de los agregados de suelo*. Las principales propiedades de los granos del suelo son la forma y el tamaño, y en los suelos arcillosos, las características mineralógicas de las partículas más pequeñas. Las propiedades más significativas de los agregados de suelo son a su vez las siguientes: para los suelos sin cohesión, la densidad relativa y, para los suelos cohesivos, la consistencia.

El estudio de las propiedades de los granos y de los agregados de suelo va precedido, en el ordenamiento de este capítulo, por una descripción de los principales tipos de suelos y seguido de una enumeración sintética de los requerimientos mínimos para una descripción adecuada de los suelos, descripción ésta que debe formar parte de todo informe relativo a observaciones efectuadas en el terreno.

## ART. 2 PRINCIPALES TIPOS DE SUELOS

Los materiales que constituyen la corteza terrestre son clasificados por el ingeniero civil, en forma arbitraria, en dos categorías: *suelo* y *roca*. Se llama suelo a todo agregado natural de partículas minerales separables por medios mecánicos de poca intensidad, como agitación en agua. Por el contrario, roca es un agregado de minerales unidos por fuerzas cohesivas poderosas y permanentes. Como los términos "poderosas" y "permanentes" están sujetos a interpretaciones diversas, el límite entre suelo y roca resulta necesariamente arbitrario, y existen muchos agregados naturales de partículas minerales que son difíciles de clasificar. Para evitar confusiones, en esta obra, el término suelo es aplicado solamente a aquellos materiales que en forma incuestionable satisfacen la definición dada más arriba.

El ingeniero civil da generalmente por sobreentendida esta terminología, pero no por ello resulta de uso universal. Para el geólogo, por ejemplo, el término roca implica todo el material que constituye la corteza terrestre, sin considerar el poder de las fuerzas de cohesión que unen las partículas minerales, mientras que el término suelo lo aplica solamente a aquella porción de la corteza que constituye el suelo vegetal. Por ello, si el ingeniero civil se ve obligado a utilizar informes preparados por personas ajenas a su profesión, debe primero fijar el significado con que los términos suelo y roca son utilizados.

Según cuál sea el origen de sus elementos, los suelos se dividen en dos amplios grupos: suelos cuyo origen se debe, esencialmente, al resultado de la descomposición física y química de las rocas, y suelos cuyo origen es esencialmente orgánico. Si los productos de la descomposición de las rocas se encuentran aún en el mismo lugar de origen, constituyen un *suelo residual*; en caso contrario, forman un *suelo transportado*, cualquiera sea el agente de transporte.

En climas semiáridos o templados los suelos residuales son normalmente firmes y estables y no se extienden hasta gran profundidad. En cambio, en climas calientes y húmedos, en particular donde el tiempo de exposición ha sido largo, estos tipos de suelos pueden extenderse hasta profundidades de varias decenas de metros y ser firmes y estables; pero también pueden componerse de materiales altamente compresibles que rodean bloques de rocas menos alteradas (artículo 49). Bajo estas circunstancias llegan a ser la fuente de dificultades para las fundaciones y otros tipos de construcción. Igualmente, muchos de los depósitos de suelo trasportados son blandos y sueltos hasta profundidades de varias decenas de metros y constituyen la fuente potencial de serios problemas.

Los suelos de origen orgánico se han formado casi siempre *in situ*, ya sea como consecuencia de la descomposición de vegetales —como en el caso de las turbas—, ya sea por la acumulación de fragmentos de esqueletos inorgánicos o de conchas de ciertos organismos. De allí que los suelos de origen orgánico pueden ser tanto orgánicos como inorgánicos. No obstante, la expresión *suelo orgánico* se aplica generalmente a suelos trasportados, producto de la descomposición de las rocas, que contienen cierta cantidad de materia orgánica vegetal descompuesta.

Las condiciones de los suelos del lugar donde ha de construirse una estructura son comúnmente exploradas por medio de sondeos, perforaciones o excavaciones a cielo abierto. El técnico que las efectúa examina las muestras a medida que éstas son extraídas y las clasifica anotando el nombre del suelo e indicando su compacidad, color y otras características. Estos datos le sirven luego para preparar el perfil de la perforación, donde indica cada capa de suelo por su nombre y proporciona las cotas entre las cuales se extiende. Los datos así obtenidos pueden ser completados más tarde con un resumen de los resultados de ensayos de laboratorio efectuados sobre muestras de los suelos del perfil.

A continuación se describen los suelos más comunes, con los nombres generalmente utilizados para su clasificación en el terreno.

Las arenas y las gravas o ripios o cantos rodados son agregados sin cohesión de fragmentos granulares o redondeados, poco o no alterados, de rocas y minerales. Las partículas menores de 2 milímetros se clasifican como arena, y aquellas de mayor tamaño hasta 15 ó 20 centímetros, como grava o ripio o canto rodado. Los fragmentos de rocas con diámetros mayores se conocen como *piedras-bolas*, *piedras-bochas*, *rodados grandes*, etcétera.

Los limos inorgánicos son suelos de grano fino con poca o ninguna plasticidad. Las variedades menos plásticas consisten generalmente en partículas más o menos equidimensionales de cuarzo y, en algunos países, se los distingue con el nombre de *polvo de roca*. Los tipos más plásticos contienen un porcentaje apreciable de partículas en forma de escamas y se denominan *limos plásticos*. A causa de su textura suave, los limos inorgánicos son comúnmente tomados por arcillas, pero pueden distinguirse fácilmente de éstas sin necesidad de efectuar ensayos de laboratorio. Si una pasta de limo inorgánico saturado se sacude en la palma de la mano, la pasta expele suficiente agua como para producir una superficie brillante que, si la pasta es

posteriormente doblada entre los dedos, se vuelve nuevamente opaca. Este simple procedimiento se conoce como *ensayo de sacudimiento*.

Después de secada, la pasta de limo inorgánico es frágil, siendo fácil despegar polvo de ella si se la frota con los dedos. Los limos son relativamente impermeables, pero cuando se encuentran en estado suelto pueden subir del fondo de una perforación o excavación como si fueran un espeso fluido viscoso. Los suelos más inestables de esta categoría se distinguen a veces como arenas fluidas\* muy finas.

Los *limos orgánicos* son suelos de granos finos más o menos plásticos, con una mezcla de partículas de materia orgánica finamente dividida. A veces contienen también fragmentos visibles de materia vegetal parcialmente descompuesta o de otros elementos orgánicos. Estos suelos tienen colores que varían de gris a gris muy oscuro, y pueden contener cantidades apreciables de  $H_2S$ ,  $CO_2$  y de otros productos gaseosos originados por descomposición de la materia orgánica, lo que les da un olor característico. Los limos orgánicos tienen muy alta compresibilidad, y su permeabilidad es muy baja.

Las *arcillas* son agregados de partículas microscópicas y submicroscópicas derivadas de la descomposición química que sufren los constituyentes de las rocas. Son suelos plásticos dentro de límites extensos en contenido de humedad y cuando están secos son duros, sin que sea posible despegar polvo de una pasta frotada con los dedos. Tienen, además, una permeabilidad extremadamente baja.

Las *arcillas orgánicas* son aquellos suelos de este tipo que derivan algunas de sus propiedades físicas más significativas de la presencia de materia orgánica finamente dividida. Cuando están saturados son generalmente muy compresibles, y secos presentan una resistencia muy alta. Tienen colores que varían de gris oscuro a negro, y pueden poseer un olor característico.

Las *turbas* son agregados fibrosos de fragmentos macro y microscópicos de materia orgánica descompuesta. Su color varía de un castaño claro a negro. Las turbas son tan compresibles que casi siempre resultan inadecuadas para soportar fundaciones. Si bien es cierto que se han desarrollado varias técnicas especiales para construir terraplenes sobre depósitos de turba sin correr el riesgo de que se hundan en el terreno, el asentamiento resultante suele ser grande y continuar a un ritmo decreciente por muchos años.

Si un suelo está compuesto de una combinación de dos clases distintas de material, para identificarlo se utiliza el nombre del material predominante como sustantivo y el del que entra en menor proporción como adjetivo calificativo. Por ejemplo, arena limosa indica un suelo en el que predomina la arena, que contiene una pequeña cantidad de limo. Una arcilla arenosa es un suelo con las propiedades de las arcillas, que contiene una cantidad apreciable de arena.

\* El término *arena fluida* se utiliza también comúnmente para identificar a las arenas finas o muy finas que pasan a un estado semilíquido cuando se hallan sometidas a una corriente ascendente de agua de infiltración. Por ello, esta terminología solo distingue a un estado particular de la arena y no a un material. (N. del T.)

Las propiedades de los agregados de granos de arena y grava se describen cualitativamente por medio de los términos *suelta*, *medianamente densa* y *densa*. Los agregados de partículas de arcilla, por los términos *dura*, *compacta*, *medianamente compacta* y *blanda*. Estas características son generalmente estimadas en el terreno, mientras se efectúa la perforación, basándose en varios factores que incluyen la facilidad o dificultad relativa para hacer avanzar las herramientas de sondeo o para sacar muestras y la consistencia de las muestras obtenidas. Como este método de estimación puede conducir a una concepción muy errónea de las características generales del depósito de suelo, toda vez que sus propiedades mecánicas puedan resultar importantes para el proyecto a realizar, su descripción cualitativa debe suplementarse con determinaciones cuantitativas de dichas propiedades. Estas determinaciones requieren comúnmente la realización de ensayos de laboratorio sobre muestras inalteradas (artículo 7), o bien ensayos apropiados en el terreno (artículo 44).

Para reducir los riesgos de errores en la correlación de los estratos identificados en los sondeos es conveniente señalar, en su registro, el color de los distintos estratos. El color puede, en ciertos casos, ser también una indicación de que existe una diferencia real en las características del suelo. Por ejemplo, si la capa superior de un estrato sumergido de arcilla es amarillenta o de color castaño y más compacta que la arcilla más profunda, la diferencia de color suele significar que la capa superior fue temporalmente expuesta al secado y a la oxidación. Cuando en un mismo estrato de suelo hay diferencia de color de punto a punto, suelen utilizarse para clasificarlo los términos moteado, jaspeado, manchado, etcétera. Los colores oscuros y parduscos indican, en general, la presencia de materia orgánica.

Bajo ciertas condiciones geológicas especiales se forman suelos que están caracterizados por uno o más rasgos peculiares, tales como la presencia de una estructura debida a la existencia de agujeros dejados por raíces extinguidas o una estratificación regular poco común. A causa de estas características, tales suelos pueden ser fácilmente identificados en el terreno y por ello han recibido nombres especiales. En lo que sigue, se dan las definiciones y descripciones de algunos de estos materiales.

Las *morenas* son depósitos glaciares no estratificados de arcilla, limo, arena, cantos rodados y piedras que cubren aquellas partes de la superficie rocosa que estuvieron bajo los hielos en los períodos de avance de los glaciares.

Las *tufas* son agregados finos de minerales y fragmentos de roca muy pequeños, arrojados por los volcanes durante las explosiones, y que han sido trasportados por el viento o por el agua.

Los *loess* son sedimentos eólicos uniformes y cohesivos, comúnmente de color castaño claro. El tamaño de la mayoría de sus partículas oscila entre los estrechos límites comprendidos entre 0,01 y 0,05 mm y su cohesión es debida a la presencia de un cementante que puede ser de naturaleza predominantemente calcárea o arcillosa. A causa de la presencia universal de agujeros verticales continuos, dejados por las raíces extinguidas, la permeabilidad en las direcciones horizontales es mucho menor que en la direc-

ción vertical. Además, el material se caracteriza por la capacidad de mantenerse estable en taludes casi verticales. Los depósitos vírgenes no han sido nunca saturados; si lo son, el cementante que mantiene la adherencia entre las partículas se ablanda y la superficie del depósito puede sufrir un asentamiento.

*Loess modificados* son aquellos loess que han perdido sus características típicas por procesos geológicos secundarios, como: inmersión temporal, erosión y nuevo depósito, cambios químicos que originaron la destrucción de la adherencia entre las partículas, o la descomposición química de sus elementos perecederos, como, por ejemplo, el feldespato. Por la descomposición química se produce el *loess-loam*, caracterizado por una mayor plasticidad que los otros tipos de loess modificados.

Las *tierras diatomáceas* son depósitos de polvo silíceo fino, generalmente blanco, compuesto total o parcialmente de los residuos de diatomeas. El término diatomeas se aplica a un grupo de algas unicelulares microscópicas de origen marino o de agua dulce, con la particularidad de que las paredes de sus células son silíceas.

*Marga* es un término utilizado en forma vaga para identificar varios tipos de arcillas marinas calcáreas compactas o muy compactas y de color verdoso.

El término *caliche* se aplica en algunos países a ciertas capas de suelo cuyos granos están cementados por carbonatos calcáreos. Estas capas se encuentran generalmente a poca profundidad y su espesor puede variar de pocos centímetros a varios metros. Para su formación parece necesario un clima semiárido.

Las *arcillas laminadas* consisten en capas alternadas de limo mediano gris inorgánico y de arcilla limosa más oscura. El espesor de las capas raramente excede de un centímetro, aunque ocasionalmente se han encontrado láminas más gruesas. Los elementos que forman las arcillas laminadas fueron transportados a lagos de agua dulce por el agua proveniente del deshielo, al terminar el período glacial. Generalmente poseen, combinadas, las propiedades indeseables de los limos y de las arcillas blancas.

*Greda* es un término popular con el cual se designa una variedad grande de suelos, pero que normalmente están constituidos por arcillas muy plásticas, más o menos compactas, aunque a veces se incluyen dentro de esta denominación hasta areniscas arcillosas, que como rocas entran en la categoría de las rocas blandas.

*Tosca* es el nombre dado en ciertos países a una fuerte impregnación calcárea de suelos de composición variable, en general limos de origen eólico-fluvial, dando como resultado un material de composición y resistencia también variable, pero que regularmente tiene una gran proporción de calcáreo y es muy compacto. A veces la tosca se presenta como incrustaciones aisladas de calcáreo en una base de loess-loam.

Las *bentonitas* son arcillas con un alto contenido de montmorillonita (artículo 4). La mayoría de las bentonitas se formaron de la alteración química de cenizas volcánicas. En contacto con agua, las bentonitas secas se esponjan más que otros tipos de arcillas secas, y saturadas se contraen

más también. Los depósitos de bentonita son comunes en Norteamérica, incluyendo Méjico. En la Argentina existen depósitos de dicho material en el oeste del país\*.

Todos los términos utilizados para la clasificación de los suelos en el terreno abarcan una variedad más bien grande de materiales distintos y, además, la elección del término para calificar su densidad o compacidad depende demasiado del criterio de la persona que examina el material. Por ello, la clasificación de los suelos en el terreno es siempre más o menos incierta e incorrecta. Datos más específicos pueden obtenerse solamente con ensayos físicos que proporcionen valores numéricos representativos de las propiedades del suelo.

Los métodos a utilizar para la exploración del suelo y los procedimientos a seguir para determinar valores numéricos promedio de sus propiedades forman parte del programa de estudio para el proyecto y construcción de las obras y son tratados en el capítulo 7, parte III.

### ART. 3 TAMAÑO Y FORMA DE LAS PARTÍCULAS DE LOS SUELOS

El tamaño de las partículas que constituyen los suelos varía entre aquel de un canto rodado y el de una molécula grande.

Los granos de un tamaño mayor de unos 0,06 milímetros pueden ser examinados a simple vista o por medio de una lupa, y constituyen la *fracción muy gruesa* y la *fracción gruesa* de los suelos.

Los granos comprendidos entre 0,06 milímetros y 2 micrones (1 micrón = 0,001 milímetro) pueden ser examinados con la ayuda del microscopio y constituyen la *fracción fina* de los suelos.

Los granos menores de 2 micrones constituyen la *fracción muy fina*. De éstos, los comprendidos entre 2 micrones y 0,1 micrón pueden ser distinguidos con el microscopio, aunque no se llegue a percibir su forma. Para los granos menores de un micrón ésta puede ser determinada con el microscopio electrónico, e investigada su estructura molecular por medio de los rayos X.

El proceso de separar un agregado de suelo en sus diferentes fracciones, cada una consistente en granos de tamaños distintos, dentro de ciertos límites, se conoce con el nombre de *análisis mecánico* o *análisis granulométrico*. Por medio del análisis granulométrico se ha encontrado que la mayoría de los suelos naturales contienen granos de dos o más fracciones. Las características particulares de un suelo compuesto están casi enteramente determinadas por las propiedades de la fracción más fina. En este aspecto, los suelos son similares al hormigón, cuyas propiedades están determinadas principalmente por el cemento, mientras que el agregado, que constituye su mayor parte, actúa como inerte. El "agregado" o parte inerte de un suelo

\* De la lista de nombres de suelos incluida en el texto original, se han eliminado los nombres de "hardpan", "lake marl" o "boglime" y "adobe", por no tener en castellano equivalentes de uso corriente, agregando en su lugar los de "greda" y "tosca". (N. del T.)

compuesto forma entre el 80 y el 90 por ciento de su peso seco total, y la parte decisiva o activa el resto.

Las fracciones muy gruesas, por ejemplo la grava, consisten en fragmentos de rocas compuestos de uno o más minerales. Los fragmentos pueden ser angulares, redondeados o chatos. Pueden ser sanos o mostrar signos de considerable descomposición, ser resistentes o deleznales.

Las fracciones gruesas, representadas por las arenas, consisten en granos compuestos por lo general de cuarzo. Los granos pueden ser angulares o redondeados. Algunas arenas contienen un porcentaje importante de escamas de mica, que las hace muy elásticas o esponjosas.

En las fracciones finas y muy finas cada grano está constituido generalmente de un solo mineral. Las partículas pueden ser angulares, en forma de escamas y ocasionalmente con forma tubular, pero nunca redondeadas. En algunos casos excepcionales, la fracción fina contiene un alto porcentaje de fósiles porosos, como diatomeas o radiolarias, que imparten al suelo propiedades mecánicas poco comunes. En general, el porcentaje de partículas escamosas aumenta en un suelo dado a medida que decrece el tamaño de sus fracciones.

Si el tamaño de la mayoría de los granos de un agregado de partículas de suelo está comprendido dentro de los límites dados para una de las fracciones, el agregado constituye un *suelo uniforme*. Los suelos uniformes de granos muy gruesos y gruesos son comunes, pero muy raramente se encuentran suelos muy finos o coloidales de este tipo. Todas las arcillas contienen elementos finos, muy finos y coloidales y a veces hasta partículas gruesas. Las fracciones más finas de las arcillas consisten principalmente en partículas con forma de escamas.

El predominio de partículas escamosas en la fracción muy fina de los suelos naturales es una consecuencia de los procesos geológicos de su formación. La gran mayoría de los suelos deriva de procesos químicos que se deben a la acción de los agentes climáticos sobre las rocas, las que están constituidas, en parte, de elementos químicamente muy estables y, en parte, de minerales menos estables. Los agentes climáticos transforman los minerales menos estables en una masa friable de partículas muy pequeñas de minerales secundarios que, comúnmente, tienen forma de escamas, mientras que los minerales estables permanecen prácticamente inalterados. Es así como el proceso de descomposición por los agentes climáticos reduce las rocas a un agregado consistente en fragmentos de minerales inalterados o prácticamente inalterados, embebidos en una matriz compuesta principalmente de partículas con forma de escama. Durante el transporte por agua que sigue a este fenómeno, el agregado es desmenuzado y sus elementos, sujetos a impactos y al desgaste.

El proceso puramente mecánico de desgaste no alcanza a reducir los granos duros y equidimensionales de minerales inalterados en fragmentos menores de unos 10 micrones (0,01 milímetro). En contraposición, las partículas friables, constituidas por minerales secundarios con forma de escamas, aunque inicialmente muy pequeñas, son fácilmente desgastadas y desmenuzadas en partículas aun menores. Esto explica por qué las fracciones muy

finas de los suelos naturales se componen principalmente de tal clase de partículas.

#### ART. 4 PROPIEDADES DE LOS SUELOS FORMADOS DE FRACCIONES MUY FINAS

Cuando se rompe y desmenuza un trozo de cualquier mineral dividiéndolo en partes o fracciones con granos de diferentes tamaños, y se saturan las fracciones, se encuentra que la fracción más fina exhibe propiedades que están ausentes en la fracción más gruesa. Más aún, se observa que estas propiedades dependen en gran medida de la naturaleza del mineral.

La influencia que ejerce el tamaño de las partículas y la naturaleza del mineral se puede explicar comparando algunas propiedades de las diferentes fracciones de cuarzo con ciertas propiedades de sendas fracciones de cuarzo y de biotita con granos de tamaños iguales. Si cada una de las fracciones en que se ha dividido el cuarzo, constituidas éstas por granos de buena cubicidad, es decir, sin partículas alargadas, se mezcla con agua, se agita y luego se pone a sedimentar, se observa que las porosidades de los respectivos sedimentos están en relación directa con la finura de la fracción de la cual partieron. En la fracción más fina del conjunto, las partículas más pequeñas permanecen en suspensión por muchas semanas. No obstante, si se agrega a esta suspensión una gota de una solución que contenga un electrolito, la sedimentación comienza casi instantáneamente. Más aún, la porosidad del nuevo sedimento es mucho mayor que la del sedimento másuelto precipitado dentro del agua destilada. Estas observaciones indican que cada partícula está sometida no solamente a la fuerza de la gravedad  $P_g$ , que tiende a provocar su descenso, sino que, además, también hay otras fuerzas, cuya resultante se designa por  $P_s$ , que tienen su asiento en la superficie de las partículas y que interfieren el movimiento de las partículas adyacentes. Se sabe que las fuerzas  $P_s$  son de naturaleza eléctrica.

A medida que disminuye el diámetro  $D$  de los granos casi equidimensionales de cuarzo, la fuerza  $P_g$  que actúa sobre una partícula disminuye en proporción a  $D^3$ , mientras que la fuerza de superficie  $P_s$  lo hace en proporción a  $D^2$ . Por tanto, la relación entre  $P_g$  y  $P_s$  decrece en proporción directa con el diámetro  $D$ . Si, por ejemplo, un cubo de cuarzo con un volumen de  $1 \text{ cm}^3$  fuese dividido en otros menores con tamaño de  $1 \text{ micrón}$ , la relación  $P_g/P_s$  disminuiría por el factor  $10^{-4}$ . Por tanto, para cubos muy pequeños, las fuerzas de gravedad se tornan despreciables en comparación con las fuerzas de superficie, las que, entonces, ejercen una influencia determinante en las propiedades del agregado. Así es como, a pesar de que la fracción gruesa de cuarzo es perfectamente no cohesiva, con la disminución del tamaño de los granos adquiere una cantidad de coherencia que va en aumento. No obstante, ni las fracciones más finas llegan a tener plasticidad—esa propiedad de poder ser amasadas en pequeños cilindritos dentro de una cierta amplitud en contenido de humedad—que caracteriza a muchos suelos.

Los granos de biotita, en contraste con los de cuarzo, se caracterizan

por ser chatos. Para una partícula chata, en forma de lámina, la relación entre volumen y superficie y, por consiguiente, la relación entre  $P_v$  y  $P_s$ , es relativamente mucho menor que la que tienen las partículas equidimensionales, de modo que la influencia del tamaño de los granos en la porosidad y en las otras propiedades físicas del agregado resulta mucho más evidente. Además de adquirir cohesión con la disminución del tamaño de los granos, el agregado de partículas saturadas también adquiere un considerable grado de plasticidad.

Las importantes diferencias que existen entre el comportamiento de las partículas de cuarzo y de biotita tienen su origen en la diferente estructura cristalina de los dos minerales. La estructura cristalina del cuarzo conduce a un hábito de buena cubicidad mientras que aquella de la biotita lo hace a un hábito chato. Se ha determinado que el hábito chato que exhiben algunos minerales va invariablemente asociado a una estructura cristalina foliada. Más aún, se ha encontrado que las fracciones más finas de los diferentes minerales con estructura cristalina foliada también muestran propiedades algo diferentes, porque las características eléctricas de las superficies de estas hojas dependen de la estructura cristalina particular que corresponde a cada mineral.

Prácticamente todos los minerales de estructura foliada, presentes en las fracciones más finas de los suelos, pertenecen a un grupo que se conoce como *minerales arcillosos*. La mayoría de los minerales de este grupo se puede clasificar en tres subgrupos conocidos por: las *caolinitas*, las *ilitas* y las *montmorilonitas*. Cada uno de ellos se caracteriza por una distribución de átomos que produce una carga eléctrica negativa en las superficies chatas de los cristales.

Una partícula simple de arcilla puede estar formada por muchas hojas apiladas unas sobre las otras. Cada hoja tiene un espesor definido, pero no está limitada en sus dimensiones perpendiculares a su espesor. Por ello, las partículas de arcilla tienden a adquirir forma de láminas o adoptar disposiciones que asemejan terrazas chatas (fig. 4.1). Las superficies chatas llevan cargas eléctricas residuales negativas, pero los bordes rotos de las láminas o de las terrazas pueden ser asientos de cargas positivas o negativas, según cuál sea el ambiente en que se encuentran.

En los problemas que interesan al ingeniero civil, las partículas de arcilla están siempre en contacto con agua. Las interacciones entre las partículas de arcilla, el agua y los minerales disueltos en ella son las responsables principales de las propiedades de los suelos compuestos por estas partículas.

El agua pura se compone principalmente de moléculas de  $H_2O$ , aunque algunas de ellas siempre se disocian en iones de  $H^+$  y en iones hidroxilos  $OH^-$ . Si hay impurezas, como ácidos o bases, éstas también se disocian en cationes cargados positivamente y aniones cargados negativamente. La sal, por ejemplo, se disocia en  $Na^+$  y en  $Cl^-$ . Como las superficies planas de los minerales arcillosos llevan carga eléctrica negativa, los cationes, incluyendo el  $H^+$  proporcionado por la propia agua, son atraídos hacia la superficie de las partículas. Se dice que dicho catión está *adsorbido*. Los varios minerales arcillosos difieren ampliamente en su propiedad de adsorber cationes; la



Fig. 4.1. Microfotografía electrónica de partículas de cao'inita en láminas superpuestas como terrazas.

capacidad aproximada de intercambio de cationes (expresada en términos del número total de cargas positivas absorbidas por cada 100 gramos) de diferentes minerales arcillosos, con partículas de tamaño semejante, se muestra en la tabla 4.1.

Tabla 4.1

Mineral	Número total de cargas positivas absorbidas por 100 g ( $\times 10^{20}$ )
Montmorilonita	360-500
Ilita	120-240
Caolinita	20-90

Los iones adsorbidos no están unidos permanentemente al mineral arcilloso y si, por ejemplo, una arcilla que contiene iones adsorbidos de  $\text{Na}^+$  es lavada con una solución de  $\text{KCl}$ , la mayor parte de los iones de  $\text{Na}^+$  se reemplaza por iones de  $\text{K}^+$ . Este procedimiento se conoce como *intercambio de cationes* o también como *intercambio de bases*.

El agua adyacente a las caras negativamente cargadas de las partículas minerales puede en sí misma sufrir una alteración y sus moléculas organizarse en una disposición que viene determinada por la posición y la naturaleza de los cationes adsorbidos y, en cierta medida, por el espaciamiento del entramado cristalino del mineral arcilloso. Se dice, entonces, que el agua está adsorbida y tiene una estructura. El espesor de agua adsorbida varía considerablemente con el tipo de mineral arcilloso y con las características de los cationes presentes. Sus propiedades de adsorción no han sido todavía adecuadamente investigadas, pero se sabe, no obstante, que puede ejercer influencia importante en las propiedades mecánicas de la masa de arcilla. Los iones adsorbidos, conjuntamente con el agua adsorbida, constituyen el *complejo de adsorción*.

Los cationes adsorbidos por una partícula mineral se encuentran en movimiento permanente debido a la agitación térmica. Se distribuyen estadísticamente cerca de la superficie en un grupo que tiene su mayor densidad de iones en el inmediato contacto con la superficie y una densidad decreciente con la distancia, como indica la figura 4.2. Constituyen una zona

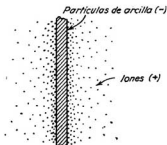


Fig. 4.2. Representación diagramática de la distribución de cationes adyacentes a una partícula de arcilla con carga superficial negativa.

cargada positivamente o una capa que, conjuntamente con la superficie cargada negativamente de la partícula, se conoce como la *capa eléctrica doble*. Las capas eléctricas dobles que rodean dos partículas adyacentes aproximadamente paralelas se repelen entre sí con una intensidad que depende en gran parte de la naturaleza y concentración de los iones existentes en el agua. Además de las repulsiones asociadas con las capas dobles, otros campos de fuerza rodean las partículas cargadas. Éstos incluyen fuerzas de atracción como de repulsión. A pesar de que la naturaleza de los otros campos de fuerza se conoce bastante bien, los factores que afectan la magnitud de estas fuerzas no han sido analizados suficientemente. No obstante, la información existente permite una interpretación razonable, aunque grosera, de muchos de los fenómenos observados y sirve para ilustrar su complejidad.

Una de las consecuencias de las fuerzas asociadas con las superficies de las partículas de arcilla es la *estructura* que pueden desarrollar durante

su sedimentación. Si se introducen partículas de arcilla en agua destilada, la carga negativa sobre cada partícula causa la repulsión de cualquier otra partícula que trate de aproximarse. Ninguna partícula se adhiere a la otra, la fuerza de gravedad sobre cualquiera de ellas permanece despreciablemente pequeña y las partículas sedimentan muy despacio o quedan en suspensión mostrando movimiento browniano. En las aguas naturales que contienen una suficiente concentración de electrolitos, como son las aguas de las regiones con piedras calcáreas, las superficies de algunas de las partículas atraen y adsorben iones de signo opuesto. Tales partículas pueden, entonces, ser atraídas por otras, acumularse en flóculos, llegando éstos a ser suficientemente grandes como para sedimentar en el fondo por efecto gravitacional. Bajo ciertas circunstancias, especialmente si los bordes rotos de las láminas que forman las partículas llevan cargas positivas, las partículas del flóculo pueden poseer una estructura de contacto *borde contra cara* (fig. 4.3a); en otras, los flóculos pueden componerse de partículas dispuestas esencialmente en una *estructura paralela* (fig. 4.3b). Los sedimentos for-

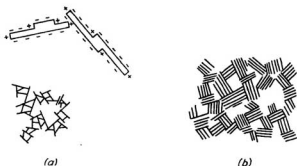


Fig. 4.3. (a) Disposición borde contra cara de partículas de arcilla de forma laminar y combinación de la misma en flóculos. (b) Flóculos de arcilla en una disposición paralela.

mados exclusivamente de minerales arcillosos suelen, por tanto, componerse de grupos de flóculos de partículas de arcilla, los que, a su vez, están dispuestos en una estructura suelta, constituida ésta con flóculos, que tienen una estructura borde contra cara, una estructura paralela o bien alguna otra estructura intermedia. Sin embargo, como la mayoría de los sedimentos también contienen partículas más gruesas, éstas alteran de una manera significativa dicha disposición (artículo 18).

Si la presión que actúa sobre un sedimento aumenta por la adición de nuevos sedimentos o por la aplicación de una carga externa, el contenido de humedad del sedimento disminuye, las partículas se ven forzadas a aproximarse entre sí y el suelo se dice que se *consolida*. La mayor parte de la energía que debe gastarse para consolidar el sedimento se consume en producir la rotura estructural de los flóculos y en el trabajo que es necesario

hacer contra las fuerzas de repulsión entre partículas; otra parte se emplea en la deformación elástica de éstas.

Si se retira en cualquier momento la presión, manteniendo el suelo en contacto con agua libre, el contenido de humedad y el volumen aumentan. Este fenómeno se conoce como *hinchamiento*. Una parte de la energía recuperada como consecuencia del hinchamiento representa el trabajo realizado por las fuerzas repulsivas para separar las partículas; otra parte proviene de la restitución elástica.

Las causas de la consolidación y del hinchamiento suelen ser distintas para las diferentes fracciones granulométricas. Si se altera la presión que actúa sobre una mezcla de arena gruesa y mica, por ejemplo, mucho de la consolidación o del hinchamiento se debe a la deformación elástica o restitución de los granos. En las fracciones muy finas de los suelos, sin embargo, los fenómenos asociados con las cargas eléctricas pueden predominar.

Si se pudiese someter a un único flóculo de partículas de arcillas con orientación paralela, como uno de los que se muestra en la figura 4.3b, a una deformación tangencial de corte, la resistencia al deslizamiento a lo largo de las superficies situadas entre partículas sería extremadamente pequeña, siempre y cuando las superficies de las partículas fueran planas. En realidad, las partículas no son planas sino que poseen una configuración terrazada que supone algunas interferencias que desarrollan resistencia al corte. Si un sedimento formado de muchos flóculos, cada uno paralelo pero con orientación diferente, fuese sometido al corte, se desarrollaría una resistencia considerablemente mayor debido a la interferencia entre flóculos. Si el sedimento estuviese constituido de flóculos que tienen una estructura borde contra cara (fig. 4.3a), se produciría una sustancial interferencia entre partículas. Más aún, se ofrecería también resistencia a causa de la atracción en los contactos entre los bordes y las caras de las partículas. Las interferencias y atracciones descritas son responsables de la resistencia al corte del sedimento.

Si un sedimento natural se amasa a fondo, los flóculos en su mayoría se deshacen y muchas de las partículas de arcilla se orientan formando conjuntos casi paralelos. Como consecuencia, la resistencia al corte puede decrecer sustancialmente. Se dice, por tanto, que la arcilla es *sensible* a una alteración.

Ciertas arcillas marinas de los países escandinavos y de la parte oriental del Canadá se caracterizan por tener una sensibilidad extraordinariamente alta y son, por ello, identificadas como *arcillas fluidas*. Después de una alteración, como puede ser un deslizamiento, estas arcillas toman las características de un fluido viscoso y comúnmente fluyen desplazándose en una gran distancia (artículo 49). Su alta sensibilidad se atribuye a una reducción de la concentración de iones de sodio en el agua de los poros como consecuencia del lavado por lixiviación. Esta teoría está apoyada en datos del terreno, como así también en los resultados de experimentos de laboratorio.

Cuando se depositaron, las arcillas fluidas tenían sus huecos ocupados por agua de mar, con un contenido sustancial de sal, en una concentración que pudo haber alcanzado hasta 35 g por litro. Los análisis químicos del agua de los poros de cierto número de arcillas fluidas de Escandinavia han

demostrado que éstas contienen ahora muy poco o nada de sal mientras que, en la misma localidad, el agua de los poros de otras arcillas marinas similares, de solo moderada sensibilidad, posee considerable concentración de sal. En general, entre las arcillas marinas de Escandinavia que se han analizado, las menores sensibilidades van apareadas con los mayores contenidos de sal (Skempton y Northey, 1952).

Si se agrega cloruro de sodio a una muestra amasada de arcilla fluida y se la deja después reposar, la sensibilidad no aumenta en forma significativa. No obstante, si el contenido de sal de la arcilla amasada se separa después por lixiviación, la arcilla se torna de nuevo altamente sensitiva (Rosenqvist 1946). El envejecimiento sin la adición de sal no está asociado con un notable aumento de la sensibilidad.

Después que una muestra de una fracción muy fina de suelo ha sido intensamente amasada, las posiciones de las partículas, una respecto de otra, no están necesariamente asociadas con el equilibrio de las otras fuerzas de atracción y repulsión. Por lo tanto, las partículas pueden tender a rotar y asumir configuraciones más estables a volumen inalterado. La resistencia al corte puede aumentar paralelamente. El suelo exhibe así *tixotropía*.

Un fenómeno algo similar, conocido como *sinéresis*, hace disminuir lentamente la porosidad de la capa superior de muchos sedimentos frescos, a una velocidad que disminuye hasta que la capa se reduce a una pequeña fracción de su volumen original. La contracción gradual no se puede explicar en base a las fuerzas de la gravedad. En algunas arcillas produce una red de fisuras capilares.

Como consecuencia de las múltiples repercusiones prácticas de los intrincados procesos fisicoquímicos y de la gran demanda de arcillas con propiedades físicas específicas para propósitos industriales, se han realizado muchas investigaciones durante las últimas décadas con respecto a la mineralogía y a la interacción entre partículas de arcilla y el medio que las rodea. Se han hecho también muchas investigaciones para estudiar las relaciones entre los procesos fisicoquímicos y las propiedades ingenieriles de los suelos arcillosos. No obstante, para la mayoría de los problemas prácticos de la ingeniería, los beneficios que se obtienen de dichas investigaciones son todavía muy limitados a causa del gran número de factores responsables de las propiedades significativas que posee la arcilla. La influencia combinada de todas las interacciones fisicoquímicas se refleja en las propiedades índices (artículo 1), que son expeditivas y económicas de determinar. Una situación similar prevalece en la tecnología del hormigón.

Los procesos por los cuales el cemento Portland adquiere su resistencia son también intrincados e imperfectamente conocidos, pero a pesar de ello, el hormigón es una rama ya antigua y bien establecida de la ingeniería de estructuras. Se basa sobre hipótesis que han sido derivadas de ensayos de laboratorio, de carácter puramente mecánico, ejecutados sobre probetas de hormigón, y algunas de sus propiedades, tales como el aumento de resistencia con la edad, se desprecian. A pesar de ello, las teorías elaboradas con estas hipótesis simplificativas son suficientemente exactas para los propósitos de la práctica corriente.

### Lecturas seleccionadas

Los hitos principales del desarrollo de las presentes ideas, relativas a la influencia de la estructura y de los procesos fisicoquímicos en las propiedades de los suelos de granos finos, están contenidos en las siguientes referencias dispuestas en orden cronológico:

- Atterberg, A. (1911). "On the investigation of the physical properties of soils and the plasticity of clays", en alemán, *Int. Mitteilungen für Bodenkunde*, vol. 1, pág. 10.
- Terzaghi, K. (1925). "Structure and volume of voids of soils", págs. 10-13, *Erdbaumechanik auf Bodenphysikalischer Grundlage*, A. Casagrande: *From theory to practice in soil mechanics*, New York, John Wiley & Sons (1960), págs. 146-148.
- Casagrande, A. (1932). "The structure of clay and its importance in foundation engineering", *Journal Boston Society of Civil Engineers*, vol. 19, núm. 4, pág. 165.
- Terzaghi, K. (1941). "Undisturbed clay samples and undisturbed clays", *Journal Boston Society of Civil Engineers*, vol. 28, núm. 3, págs. 211-231.
- Skempton, A. W. y Northey, R. D. (1952). "The sensitivity of clays", *Geotechnique*, vol. 3, págs. 30-53.
- Rosenqvist, I. Th., (1953). "Considerations on the sensitivity of Norwegian quick clays", *Geotechnique*, vol. 3, págs. 195-200.
- Grim, R. E. (1953). *Clay mineralogy*, New York, McGraw-Hill, 384 págs.
- Bjerrum, L. (1954). "Geotechnical properties of Norwegian marine clays", *Geotechnique*, vol. 4, págs. 49-69.
- Bolt, C. H. (1956). "Physico-chemical analysis of the compressibility of pure clays", *Geotechnique*, vol. 6, págs. 86-93.
- Lambe, T. W. (1960). "Structure of compacted clay", *Trans. ASCE*, vol. 125, págs. 682-705.
- Mitchell, J. K. (1961). "Fundamental aspects of thixotropy in soils", *Trans. ASCE*, vol. 126, parte 1, págs. 1586-1620.

## ART. 5 ANÁLISIS MECÁNICO O GRANULOMÉTRICO DE LOS SUELOS

### Métodos de análisis

El propósito del análisis mecánico o análisis granulométrico es determinar el tamaño de las partículas o granos que constituyen un suelo y fijar, en porcentaje de su peso total, la cantidad de granos de distintos tamaños que contiene. El método más directo para separar un suelo en fracciones de distinto tamaño consiste en hacerlo pasar a través de un juego de tamices. Pero como la abertura de la malla más fina que se fabrica corrientemente es de 0,07 mm, el uso de tamices está restringido al análisis de arenas limpias, de modo que, si un suelo contiene partículas menores de dicho tamaño, debe ser separado en dos partes por lavado sobre aquel tamiz.

La parte de suelo retenida por el tamiz es sometida al tamizado mientras que, aquella demasiado fina para ser retenida por tamices y que ha sido arrastrada por el agua, es analizada por medio de métodos de análisis granulométricos por vía húmeda, basados en la sedimentación o en la levigación.

Los métodos para efectuar análisis granulométricos por vía húmeda están basados en la ley de Stokes, que fija la velocidad a que una partícula esférica de diámetro dado sedimenta en un líquido en reposo. En el método que se utiliza comúnmente en mecánica de suelos de 20 a 40 gramos de suelo arcilloso o de 50 a 100 gramos de suelo arenoso, se mezclan con un litro de agua, se agitan y se vierten en un recipiente. A intervalos de tiempo dados,

se mide la densidad de la suspensión por medio de un hidrómetro especial. El tamaño de las partículas más grandes, que aún quedan en suspensión al nivel del hidrómetro en un instante determinado, se calcula por medio de la ley de Stokes, mientras que con la densidad de la suspensión a dicho nivel se determina el peso de las partículas menores que ese tamaño, es decir, el peso de las partículas que aún no han sedimentado por debajo del nivel en que se mide la densidad. El ensayo requiere varios días para su realización.

Por medio del análisis por vía húmeda se pueden separar las partículas del suelo hasta un tamaño de 0,5 micrones. Las fracciones más finas pueden separarse utilizando una centrifuga, pero los resultados de métodos tan refinados son de interés solo en relación con investigaciones de carácter científico.

La agitación en agua trasforma a muchas arcillas en suspensiones que no están formadas por partículas individuales sino por flóculos y, al efecto de dividir dichos flóculos en granos individuales o sea dispersar el suelo, se debe agregar al agua un agente defloculante. Los errores más comunes que se cometen al efectuar análisis granulométricos por vía húmeda se originan de una dispersión incompleta de las partículas del suelo.

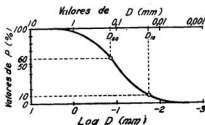


Fig. 5.1. Representación semilogarítmica de los resultados del análisis granulométrico.

Los resultados del análisis granulométrico por vía húmeda no son estrictamente comparables con los obtenidos por tamizado, porque los granos no son nunca esféricos; los más pequeños tienen, por lo común, forma de escamas. Con el tamizado, lo que se mide es el ancho de la partícula, mientras que la dimensión que se obtiene por sedimentación es el diámetro de la esfera que sedimenta a la misma velocidad que la partícula, diámetro que puede ser mucho menor que el ancho de ésta.

La forma más conveniente para representar el análisis granulométrico la proporciona el gráfico semilogarítmico indicado en la figura 5.1. En éste, las abscisas representan el logaritmo del diámetro de las partículas, y las ordenadas el porcentaje  $P$  en peso de los granos menores que el tamaño indicado por la abscisa. Cuanto más uniforme es el tamaño de los granos, tanto más inclinada es la curva; una línea recta vertical representa a un polvo perfectamente uniforme.

La ventaja más importante de la representación semilogarítmica estriba

en que las curvas granulométricas de suelos de igual uniformidad tienen formas idénticas, cualquiera sea el tamaño medio de sus partículas y en que, además, la distancia horizontal entre dos curvas de la misma forma es igual al logaritmo de la relación entre los tamaños medios de los granos de los suelos representados.

La figura 5.2 muestra varias curvas granulométricas típicas. La curva *a* es una del tipo más común y se asemeja a la curva de frecuencia normal, que representa una de las leyes fundamentales de la estadística. Como la granulometría es un fenómeno estadístico, se han querido utilizar los términos y los conceptos de la estadística para describir los resultados de los análisis granulométricos, pero tales refinamientos no son aplicables a la mecánica práctica de los suelos.

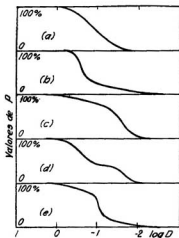


Fig. 5.2. Curvas granulométricas típicas. (a) Curva de frecuencia normal; (b) y (c) curvas para suelos que tienen fracciones finas y gruesas de distinta uniformidad; (d) y (e) curvas compuestas.

Si una muestra tiene una granulometría como la indicada en la figura 5.2a, la uniformidad de la fracción con granos mayores de  $D_{50}$  (correspondiente a  $P = 50\%$ ) es aproximadamente igual a aquella de la fracción menor de  $D_{50}$ . Si la granulometría se asemeja a la indicada en *b*, la mitad gruesa de la muestra es relativamente uniforme, mientras que los tamaños de los granos menores varían entre límites extensos. Por el contrario, la curva representada en *c* corresponde a un suelo en que la fracción más gruesa tiene granos cuyos tamaños varían entre límites extensos y la más fina es más uniforme. Las curvas representadas en *d* y *e* corresponden a suelos con granulometrías compuestas.

Las curvas granulométricas de suelos residuales de formación geológica

reciente son comúnmente similares a la indicada en la figura 5.2b. A medida que la edad geológica de un suelo aumenta, el tamaño medio de sus granos disminuye a causa de la descomposición de sus elementos, y la curva granulométrica se hace más suave (figura 5.2a). Las curvas granulométricas de suelos maduros se asemejan a la indicada en la figura 5.2c, aunque granulometrías similares a las representadas en b y c son también comunes en los suelos de origen glaciario o fluvio-glaciario. La ausencia de granos de tamaño medio en suelos sedimentarios con curvas granulométricas como la de la figura 5.2d es común en las mezclas de arena y grava que fueron depositadas por ríos de corriente rápida que llevaban en suspensión un exceso de sedimentos. Se dice que las gravas de este tipo están pobremente graduadas. Se puede obtener también una curva como la de la figura 5.2d si se mezclan los materiales de dos capas diferentes antes de realizar el análisis mecánico. Una quebradura neta en la curva granulométrica puede también indicar que el suelo ha sido formado por el depósito simultáneo de los sedimentos transportados por dos agentes distintos. Por ejemplo, una fracción del suelo pudo ser llevada por un río a un lago glaciario, mientras que la otra fracción deriva del deshielo de bloques desprendidos del glaciario. Se ve entonces que la forma de la curva granulométrica puede ayudar a la determinación del origen geológico de un suelo y reducir así el riesgo de errores en la interpretación de los datos obtenidos mediante las perforaciones.

### **Representación abreviada de la granulometría**

Cuando se tienen que proporcionar los resultados esenciales de los análisis mecánicos de un gran número de suelos puede resultar conveniente expresar las características granulométricas de cada suelo por medio de valores numéricos indicativos de algún tamaño de grano característico y del grado de uniformidad, o bien por medio de nombres o símbolos que puntualizan la fracción de suelo predominante. El procedimiento más utilizado es el conocido con el nombre de método de Allen Hazen. A raíz de un gran número de ensayos realizados con arenas para filtros, Hazen (1892) encontró que la permeabilidad de dichas arenas, en estado suelto, depende de dos cantidades que denominó *diámetro efectivo* y *coeficiente de uniformidad*. El diámetro efectivo,  $D_{10}$ , es el tamaño de partícula que corresponde a  $P = 10$  por ciento en la curva granulométrica, de modo que el 10 % de las partículas son más finas que  $D_{10}$  y el 90 % más gruesas. El coeficiente de uniformidad  $U$  es igual a  $D_{60}/D_{10}$  en que  $D_{60}$  es el tamaño de partícula que corresponde a  $P = 60$  por ciento.

Las experiencias de Hazen indujeron a otros investigadores a suponer, en forma más o menos arbitraria, que las cantidades  $D_{10}$  y  $U$  eran también apropiadas para expresar las características granulométricas de los suelos naturales de granulometrías mixtas, pero con el mejor conocimiento de las propiedades de los suelos de granos finos se ha hecho evidente que las características de éstos dependen principalmente de la fracción más fina que  $P = 20\%$  y que puede resultar preferible seleccionar  $D_{20}$  y  $D_{70}$  como canti-

dades representativas. Sin embargo, las ventajas a obtener por este cambio no son de importancia suficiente como para justificar la modificación de una práctica bien establecida.

En el artículo 8 se describe el uso de símbolos para indicar las características granulométricas.

#### Lecturas seleccionadas

Las diferentes técnicas utilizadas para realizar análisis mecánicos y otros ensayos de clasificación se hallan descritas en *Soil testing for engineers*, T. W. Lambe (1951), New York, John Wiley & Sons, 165 págs.

### ART. 6 AGREGADOS DE SUELO

#### Introducción

El término *agregado* se refiere al suelo mismo, en contraposición con cada uno de sus elementos constituyentes. Cualitativamente, los agregados de suelo pueden diferir en textura, estructura y consistencia. Cuantitativamente, pueden diferir en porosidad, densidad relativa, contenido de humedad y de gas, y también en consistencia. Los datos cualitativos se obtienen en el terreno por inspección visual y sirven como base para preparar los perfiles de las perforaciones y obtener otras informaciones que permitan describir la sucesión de los estratos del subsuelo. Los datos cuantitativos se obtienen por medio de ensayos de laboratorio o ensayos *in situ*. Sin estos datos, toda descripción de un suelo resulta inadecuada.

#### Textura, estructura y consistencia

El término *textura* se refiere al grado de fineza y uniformidad del suelo y se describe por medio de términos tales como *harinoso*, *suave*, *arenoso*, *áspero*, etcétera, según cuál sea la sensación que produce al tacto.

El término *estructura* se refiere a la forma en que las partículas se disponen dentro de la masa del suelo.

Los suelos de granos finos pueden ser estables aun cuando cada partícula no toque a varias de sus vecinas. Si no existen partículas gruesas, el suelo puede tener una *estructura dispersa*, en la cual todas las partículas están orientadas paralelamente entre sí, o una estructura en *castillo de naipes* o estructura *floculenta*, en la cual muchas de las partículas tienen contacto borde contra cara (artículo 4). Si el suelo consiste en un arreglo suelto de manojos de partículas, independientemente de la disposición de las partículas dentro de los manojos, se dice que tiene una estructura en *nidos de abejas*.

Casi invariablemente, los suelos naturales de granos muy finos contienen partículas más gruesas. Los granos gruesos alteran las estructuras descritas, de modo que éstas raramente se encuentran en la naturaleza. En algunos casos los granos gruesos forman un esqueleto con sus intersticios parcial-

mente llenos de un agregado relativamente suelto de los constituyentes más finos del suelo. Esta disposición de las partículas se denomina *estructura en esqueleto* y es, probablemente, la causa que explica la notable inestabilidad de muchos suelos apenas cohesivos con partículas cuyos tamaños están comprendidos entre 0,05 y 0,005 mm (artículo 17). En las arcillas blandas la inestabilidad de la estructura en esqueleto aparece disimulada por la cohesión.

Algunos pocos suelos más bien excepcionales, que incluyen ciertas margas, consisten en una aglomeración de granos compuestos, relativamente grandes, que forman a su vez un agregado de estructura granular o en nidos de abeja. Los granos mismos están formados de un denso conglomerado de partículas de limo o arcilla. Se dice que los suelos formados por dichos conglomerados tienen una *estructura en conglomerados*. Tal tipo de estructura se ha encontrado tanto en los depósitos de arcillas residuales como en las sedimentarias. Los procesos geológicos responsables de su formación no son todavía conocidos y pueden ser muy distintos para los diferentes suelos. No obstante, la influencia de la estructura en conglomerados en las propiedades ingenieriles de los suelos es siempre benéfica. A pesar de que los suelos con este tipo de estructura son muy compresibles, su hinchamiento como resultado de la descarga es imperceptible, y el amasado a contenido de inalterado de humedad reduce su permeabilidad a una fracción pequeña de la que tiene el mismo suelo "in situ" (Terzaghi 1958b, Fitz Hugh et al., 1947).

Todo sedimento contiene al menos un pequeño porcentaje de partículas en forma de escamas o de discos. Cuando estas partículas sedimentan de una suspensión, sus caras chatas tienden a mantener una posición horizontal y, como consecuencia, en el sedimento dichas partículas están orientadas más o menos paralelamente a los planos horizontales. El aumento de las presiones por el aporte de nuevos sedimentos acentúa más esta tendencia. Cuando un sedimento contiene partículas orientadas, se dice que presenta *isotropía transversal*.

La inspección visual de la estructura de los suelos de granos finos o muy finos no es practicable, de modo que se debe juzgar sobre la base de la porosidad y de otras propiedades del suelo. Las arcillas resistentes pueden contener agujeros tubulares dejados por raíces de plantas que se extienden hasta varios metros por debajo de la superficie, o bien pueden estar divididas por fisuras capilares en fragmentos prismáticos o irregulares que se separan tan pronto como la presión de confinamiento desaparece. Los movimientos relativos de las paredes de las fisuras producen pequeñas estrías y pulen sus superficies, las que por su lisura reciben el nombre de *espejos de fricción*. El origen, naturaleza e importancia práctica de tales defectos en los estratos de suelo se tratan en el capítulo 7, parte III.

El término *consistencia* se refiere al grado de adherencia entre las partículas del suelo y a la resistencia ofrecida a las fuerzas que tienden a deformar o a romper el agregado de suelo. La consistencia se describe por medio de palabras tales como *duro, resistente, frágil, friable, pegajoso, plástico*

y *blando*. Cuanto más se aproxima un suelo a las características de las arcillas, tanto mayor es la variedad de estados de consistencia en que puede presentarse. El grado de plasticidad se expresa a veces por medio de los términos *graso* y *magro*. Una arcilla magra es poco plástica, debido a la presencia de una proporción grande de limo o arena. La consistencia de las arcillas se trata con mayor extensión en el artículo 7.

### **Porosidad, contenido de humedad y peso unitario**

La *porosidad*  $n$  es la relación entre el volumen de vacíos y el volumen total del suelo, entendiéndose como *volumen de vacíos* aquella parte del volumen total no ocupada por los granos. Si la porosidad se expresa en porcentaje, se denomina *porcentaje de vacíos*.

La *relación de vacíos*  $e$  es la relación entre el volumen de los vacíos y el volumen de los sólidos. Si

$V$  = volumen total

$V_v$  = volumen total de vacíos,

$$n = \frac{V_v}{V} \quad (6.1a)$$

y

$$e = \frac{V_v}{V - V_v} \quad (6.1b)$$

La relación de vacíos y la porosidad están relacionadas por las fórmulas:

$$e = \frac{n}{1 - n} \quad (6.2a)$$

$$n = \frac{e}{1 + e} \quad (6.2b)$$

La porosidad de una masa estable no cohesiva de esferas iguales depende de la forma en que éstas están dispuestas. En la disposición más densa posible,  $n$  es igual a 26 por ciento y en el estado más suelto a 47 por ciento. La porosidad de un depósito natural de arena depende de la forma de sus granos, de la uniformidad del tamaño de éstos y de las condiciones de sedimentación, y varía entre extremos que se extienden de 25 a 50 por ciento.

El efecto que la forma de los granos ejerce sobre la porosidad de los agregados de suelo puede ser ilustrado mezclando varios porcentajes de mica con arena angular uniforme. Si los porcentajes en peso de mica en las mezclas se hacen iguales a 0, 5, 10, 20 y 40 por ciento, las porosidades resultantes, cuando las mezclas son vertidas en forma suelta en un recipiente, alcanzan respectivamente a 47, 60, 70, 77 y 84 por ciento (Gilboy 1928). La porosidad de las arcillas naturales blandas, que contienen un

porcentaje apreciable de partículas lajasas, varía comúnmente entre el 30 y el 60 por ciento, pudiendo aun exceder el 90 por ciento. La gran influencia que sobre la porosidad ejerce la forma de los granos y el grado de uniformidad hace que la porosidad por sí misma no proporcione una indicación de si un suelo es suelto o denso. Dicha información puede obtenerse solo por comparación entre la porosidad de un suelo dado y las porosidades de ese mismo suelo en sus estados más denso y más suelto posibles. El estado de densidad de los suelos arenosos puede ser expresado numéricamente por medio de la *densidad relativa*  $D_r$ , definida por la ecuación:

$$D_r = \frac{e_0 - e}{e_0 - e_{\min}} \quad (6.3)$$

en la que:

- $e_0$  = relación de vacíos del suelo en su estado más suelto, estable;
- $e_{\min}$  = relación de vacíos en el estado más denso que puede obtenerse en el laboratorio;
- $e$  = relación de vacíos del suelo natural en el terreno.

Para llevar una arena mediana o gruesa a su estado más suelto posible, correspondiente a una relación de vacíos  $e_0$ , la arena es primero secada y luego vertida desde una altura muy pequeña dentro de un recipiente. Las arenas finas y muy finas pueden, en ciertas circunstancias, ser llevadas a su estado más suelto mezclando una muestra con suficiente agua para trasformarla en una espesa suspensión que después se deja sedimentar. El valor de  $e_0$  es igual a la relación de vacíos del sedimento obtenido. En otros casos, el estado más suelto se puede obtener depositando cuidadosamente arena ligeramente húmeda, de modo tal que las fuerzas capilares den lugar a una estructura en nido de abeja, para después permitir el ascenso lento del nivel del agua a fin de producir el derrumbe de la estructura inestable. El estado más denso se obtiene por vibración prolongada bajo una pequeña carga vertical a una frecuencia de 20 a 30 ciclos por segundo.

La densidad relativa de la arena tiene un significado bien definido, ya que su valor es prácticamente independiente de la presión estática a que el material está sometido. Depende principalmente del procedimiento utilizado para sedimentarlo y compactarlo. Por el contrario, el grado de densidad de las arcillas y de otros suelos cohesivos depende en forma primordial de las cargas que éstos han soportado y, en algunos casos, de la velocidad con que las cargas fueron aplicadas. Por ello el grado de densidad de los suelos cohesivos es reflejado en forma más clara por medio del índice de liquidez  $I_L$  (artículo 7).

El *contenido de humedad*  $w$  de un suelo se define como la relación entre el peso del agua contenida en el suelo y el peso del suelo seco, y se expresa comúnmente en porcentaje. En las arenas y otros suelos situados por arriba de la napa freática, parte de los vacíos pueden estar ocupados

por el aire y, si  $e_w$  representa el volumen de agua por unidad de volumen de materia sólida, la relación:

$$S_r (\%) = \frac{100 e_w}{e} \quad (6.4)$$

expresa el *grado de saturación*.

El grado de saturación de las arenas es comúnmente descrito por medio de los términos seca, húmeda, o mojada. La tabla 6.1 da una lista de tales términos y de los correspondientes grados de saturación. La nomenclatura allí indicada se aplica de preferencia a las arenas y suelos muy arenosos, ya que ciertas arcillas en un estado de desecación representado por  $S_r = 90\%$  pueden ser tan duras que a primera vista serían clasificadas como secas.

**Tabla 6.1**

*Grado de saturación de las arenas*

Condición de la arena	Grado de saturación (%)
Seca	0
Ligeramente húmeda	1-25
Húmeda	26-50
Muy húmeda	51-75
Mojada	76-99
Saturada	100

Las arenas gruesas situadas por arriba de la napa freática, por lo general, están ligeramente húmedas. Las arenas finas o limosas se hallan muy húmedas, mojadas o saturadas. Las arcillas casi siempre están completamente saturadas o casi saturadas, salvo la capa superficial que está sujeta a las variaciones de temperatura y humedad que se producen en las distintas estaciones del año\*. Si una arcilla contiene gas, éste se presenta en forma de burbujas esparcidas por todo el material, burbujas que pueden estar compuestas de aire que entró en el depósito durante su sedimentación o de gas producido más tarde por procesos químicos tales como la descomposición de materia orgánica. El gas puede encontrarse bajo una presión suficientemente grande como para hacer experimentar a la arcilla un hinchamiento enérgico, a contenido de humedad constante, cuando se disminuye la presión de confinamiento. La determinación del contenido de gas de una arcilla es una tarea muy difícil, si no imposible, que requiere un equipo especial, no siendo, desde ningún punto de vista, un ensayo de rutina.

\* La discusión se refiere esencialmente a las arcillas marinas de origen glaciario, pues existen muchos suelos de origen eólico, fluvial o eólico fluvial, que se clasifican como arcillas y que por encima del nivel freático están solo saturados parcialmente (N. del T.).

El *peso unitario* de un agregado de suelo se define como el peso del agregado (suelo más agua) por unidad de volumen. Depende del peso de los elementos sólidos, de la porosidad y del grado de saturación. Puede calcularse en la siguiente forma:

**Tabla 6.2 \***

**Pesos específicos absolutos de los elementos sólidos más importantes de los suelos**

	g/cm <sup>3</sup>		g/cm <sup>3</sup>
Yeso	2,32	Dolomita	2,87
Montmorillonita **	2,4	Aragonita	2,94
Ortoclase	2,56	Biotita	3,0-3,1
Caolinita	2,6	Augita	3,2-3,4
Illita **	2,6	Hornblenda	3,2-3,5
Clorita	2,6-3,0	Limonita	3,8
Cuarzo	2,66	Hematita hidratada	4,3±
Talco	2,7	Magnetita	5,17
Calcita	2,72	Hematita	5,2
Muscovita	2,8-2,9		

\* Datos tomados de E. S. Larsen y H. Berman (1934).

\*\* Valores teóricos calculados sobre la base de los pesos atómicos de los elementos del reticulado cristalino (según R. E. Grim).

Sea:

$\gamma_s$  = término medio de los pesos específicos absolutos de los elementos sólidos.

$\gamma_w$  = peso específico del agua = 1 gr/cm<sup>3</sup>

$n$  = porosidad (expresada como una relación)

El peso unitario del suelo seco ( $S_r = 0 \%$ ) es:

$$\gamma_d = (1 - n) \gamma_s \quad (6.5)$$

y el peso unitario del suelo saturado ( $S_r = 100 \%$ ):

$$\gamma = (1 - n) \gamma_s + n\gamma_w = \gamma_s - n(\gamma_s - \gamma_w) \quad (6.6)$$

La tabla 6.2 proporciona el peso específico absoluto de los principales elementos que constituyen la parte sólida de los suelos. Para los granos de arena, el término medio de los pesos específicos absolutos es generalmente 2,65 gramos por centímetro cúbico y para las arcillas varía entre 2,5 y 2,9 gramos por centímetro cúbico, con un término medio estadístico de 2,7.

En la tabla 6.3 se indican las porosidades y los pesos unitarios de suelos típicos saturados, incluyéndose además para los suelos arenosos su peso unitario seco. Los pesos unitarios han sido calculados en base a un peso específico absoluto  $\gamma_s = 2,65$  gramos por centímetro cúbico para los suelos

arenosos y de 2,70 gramos por centímetro cúbico para las arcillas. Los valores tabulados deben considerarse solo como aproximados y, en casos prácticos, antes de efectuar los cálculos finales, hay que determinar experimentalmente el peso unitario del suelo en estudio.

**Tabla 6.3**

**Porosidad, relación de vacíos y peso unitario de suelos típicos en estado natural**

Descripción del suelo	Porosidad $n$ (%)	Relación de vacíos $e$	Contenido de humedad $w$ (%)	Peso unitario	
				$\gamma_s$ g/cm <sup>3</sup>	$\gamma$
1. Arena uniforme, suelta	46	0,85	32	1,43	1,89
2. Arena uniforme, densa	34	0,51	19	1,75	2,09
3. Arena graduada, suelta	40	0,67	25	1,59	1,99
4. Arena graduada, densa	30	0,43	16	1,86	2,16
5. Morena glaciar con partículas de todo tamaño	20	0,25	9	2,12	2,32
6. Arcilla glaciar blanda	55	1,2	45	..	1,77
7. Arcilla glaciar resistente	37	0,6	22	..	2,07
8. Arcilla blanda ligeramente orgánica	66	1,9	70	..	1,58
9. Arcilla blanda muy orgánica	75	3,0	110	..	1,43
10. Bentonita blanda	84	5,2	194	..	1,27

$w$  = contenido de humedad del suelo saturado, en por ciento del peso del suelo seco.

$\gamma_s$  = peso unitario del suelo seco.

$\gamma$  = peso unitario del suelo saturado.

### Problemas

1. Una muestra de arcilla saturada pesa 1526 gramos en su estado natural y 1053 gramos después de secada. Determinar el contenido natural de humedad. Si el peso específico absoluto de los elementos sólidos es de 2,7 gramos por centímetro cúbico, ¿cuál es la relación de vacíos, la porosidad y el peso unitario?

**Solución:**  $w = 45,0\%$ ;  $e = 1,22$ ;  $n = 0,55$ ;  $\gamma = 1,76$  g/cm<sup>3</sup>.

2. Una muestra de arcilla muy dura tiene en estado natural un peso de 129,1 gramos y un volumen de 56,4 centímetros cúbicos. Una vez secada a estufa, su peso se reduce a 121,5 gramos. Si el peso específico absoluto de sus elementos sólidos es de 2,7 gramos por centímetro cúbico, ¿cuál es su contenido de humedad, relación de vacíos y grado de saturación?

**Solución:**  $w = 6,3\%$ ;  $e = 0,25$ ;  $S_r = 0,67$ .

3. Según determinaciones efectuadas en el terreno, el peso unitario de un terraplén de arena es 1800 kg por metro cúbico y su contenido de humedad de 8,6 %. Determinaciones de laboratorio indicaron relaciones de vacíos iguales a 0,642 y 0,462 para los estados más sueltos y más densos de dicha arena, respectivamente. Si los elementos sólidos tienen un peso específico absoluto de 2,60 gramos por centímetro cúbico, ¿cuál es la relación de vacíos del terraplén y su densidad relativa?

**Solución:**  $e = 0,575$ ;  $D_r = 0,37$ .

4. Una arena cuarcítica pesa, cuando está seca, 1550 kg. por metro cúbico. ¿Cuál es su peso unitario cuando está saturada?

Solución:  $\gamma = 1980$  kg. por metro cúbico.

5. Por inmersión en mercurio se determinó que una muestra de arcilla limosa tenía un volumen de 14,88 centímetros cúbicos. Con el contenido natural de humedad su peso es de 28,81 gramos y después de secada a estufa de 24,83 gramos. El peso específico absoluto del material es de 2,70 gramos por centímetro cúbico. Calcúlese la relación de vacíos y el grado de saturación de la muestra.

Solución:  $e = 0,62$ ;  $S_r = 70\%$ .

6. Con los valores de las porosidades  $n$  de los suelos de la tabla 6.3, contrólense los valores del contenido de humedad  $w$  y del peso unitario  $\gamma$ . Para los suelos 1 a 5,  $\gamma_s = 2,65$  gramos por centímetro cúbico; para los suelos 6 a 10,  $\gamma_s = 2,70$  gramos por centímetro cúbico.

## ART. 7 CONSISTENCIA Y SENSIBILIDAD DE LAS ARCILLAS

### Consistencia y sensibilidad de los suelos inalterados

La consistencia de las arcillas y de otros suelos cohesivos se describe comúnmente con los términos *blando*, *compacto*, *resistente* y *duro*. La medida cuantitativa más directa de la consistencia es la *resistencia a la compresión simple* (no confinada) de muestras prismáticas o cilíndricas del suelo, y la tabla 7.1 proporciona los valores de dicha resistencia para varios grados de consistencia\*.

Las arcillas comparten con muchas otras sustancias coloidales la propiedad de perder resistencia por ablandamiento cuando son *amasadas* a un contenido inalterado de humedad. El ablandamiento de una *arcilla amasada*

Tabla 7.1

Consistencia de las arcillas saturadas en función de la resistencia a la compresión simple\*

Consistencia	Resistencia a la compresión simple $q_s$ en kg/cm <sup>2</sup>
Muy blanda	menos de 0,25
Blanda	0,25—0,5
Medianamente compacta	0,5 —1,0
Compacta	1,0 —2,0
Muy compacta	2,0 —4,0
Dura	mayor de 4,0

\* La resistencia a la compresión simple resulta significativa en los suelos arcillosos saturados uniformes, como lo son, entre otros, la mayoría de las arcillas marinas de origen glaciar. Existen, empero, muchos suelos arcillosos de otro origen (residual, eólico-fluvial, etc.) en los que por falta de uniformidad en su masa, porque contienen capitas de arena o un sistema desarrollado de microfisuras, dicha resistencia no es necesariamente representativa. En estos casos la forma más aproximada de medir la consistencia en el laboratorio es por medio de ensayos triaxiales no drenados (*N. del T.*).

se debe probablemente a dos causas distintas: a), la destrucción del ordenamiento en que están dispuestas las moléculas de las capas adsorbidas, y b), la destrucción de la estructura formada por las partículas durante el proceso de sedimentación. Aquella parte de la pérdida de resistencia que se debe al desordenamiento de las capas adsorbidas puede ser gradualmente recuperada si la arcilla permanece en reposo, a contenido de humedad constante, después del amasado. El resto, causado probablemente por una alteración permanente de la estructura, es irreversible a menos que se reduzca el contenido de humedad del suelo. La importancia que cada una de estas partes tiene en la estructuración de la resistencia de las arcillas inalteradas es muy distinta para las diferentes arcillas.

El término *sensibilidad* se refiere al efecto que el amasado produce sobre la consistencia de las arcillas saturadas, independientemente de la naturaleza física de las causas del fenómeno. El grado de sensibilidad es diferente para las distintas arcillas y puede también diferir en una misma arcilla según cuál sea su contenido de humedad. Si una arcilla es muy sensitiva, un deslizamiento de cualquier naturaleza puede trasformarla en una masa de trozos lubricados capaces de deslizarse con un talud suave, mientras que un deslizamiento similar en una arcilla de baja sensibilidad, solo produce una deformación local. El cambio de consistencia producido por la alteración de una arcilla sensitiva trae siempre aparejado un cambio de su permeabilidad.

El grado de sensibilidad  $S_i$  de una arcilla saturada se expresa por la relación entre la resistencia a la compresión simple de una muestra inalterada y la resistencia de la misma muestra después de amasada a contenido de humedad constante, es decir:

$$S_i = \frac{\text{resistencia a la compresión simple de la arcilla inalterada}}{\text{resistencia a la compresión simple de la arcilla amasada}} \quad (7.1)$$

Los valores de  $S_i$  están comprendidos entre 2 y 4 para la mayoría de las arcillas saturadas. Para arcillas sensitivas varían entre 4 y 8. No obstante, existen arcillas extrasensibles con valores de  $S_i$  comprendidos entre 8 y 16, habiendo lugares con arcillas que tienen una sensibilidad aún mayor, las que se conocen como *arcillas fluidas*. Estos altos grados de sensibilidad pueden reconocer como causa una estructura en nido de abeja bien desarrollada, una estructura en esqueleto, o bien el lavado por lixiviación de arcillas blandas glaciares que fueron depositadas en agua salada y subsecuentemente emergidas por levantamiento (artículo 4). Las arcillas fluidas de Escandinavia y del Valle de San Lorenzo en Canadá son de este tipo. En cambio, las arcillas extrasensitivas de la ciudad de México derivaron de la descomposición de ceniza volcánica.

La resistencia de algunas arcillas saturadas después de amasadas puede resultar tan baja como para imposibilitar la confección de una probeta, a causa de que experimenta una deformación excesiva bajo su propio peso. En tales circunstancias, el grado de sensibilidad  $S_i$  puede evaluarse comparando la resistencia, inalterada y amasada, determinada por otros procedi-

mientos, como ensayos con la veleta, también llamado el aparato de paletas o molinete (artículo 44).

### Consistencia de los suelos amasados

Después que un suelo cohesivo ha sido amasado, su consistencia puede ser variada a voluntad, aumentando o disminuyendo su contenido de humedad. Así, por ejemplo, si se reduce lentamente el contenido de humedad de un barro arcilloso líquido, la arcilla pasa gradualmente del estado líquido al estado plástico y finalmente al estado sólido. El contenido de humedad a que se produce el paso de un estado al otro es muy distinto para las diferentes arcillas de modo que puede ser utilizado para identificar y comparar las arcillas entre sí. Sin embargo, la transición de un estado al otro no ocurre en forma abrupta, tan pronto se alcanza un contenido de humedad crítico, sino en forma muy gradual. Por esta razón, todo ensayo para establecer un criterio con respecto a los límites que separan estados de consistencia diferentes, lleva consigo algunos elementos arbitrarios.

El método que ha resultado más apropiado a los propósitos del ingeniero fue tomado de la agronomía y se conoce como el método de Atterberg. Los contenidos de humedad que corresponden a los límites entre los distintos estados de consistencia se conocen también como *límites de Atterberg* (Atterberg 1911).

El *límite líquido*,  $L_w$ , es el contenido de humedad, en porciento del peso del suelo seco para el cual dos secciones de una pasta de suelo, con las dimensiones indicadas en la figura 7.1, alcanzan apenas a tocarse sin unirse cuando la taza que las contiene es sometida al impacto de un número fijo de golpes verticales secos. Como la ecuación personal tiene una influencia importante en los resultados del ensayo, se utiliza para ejecutarlo un aparato mecánico normalizado (A. Casagrande, 1932a).

El *límite plástico*,  $P_w$ , o límite inferior del estado plástico, es el contenido de humedad para el cual el suelo comienza a fracturarse cuando es amasado en pequeños cilindritos, haciendo rodar la masa de suelo entre la mano y una superficie lisa.

Los informes de los resultados de ensayos de límite plástico deben indicar también si los cilindritos antes de fracturarse eran muy resistentes, como en el caso de las arcillas muy grasas; moderadamente resistentes, como en el caso de las arcillas glaciares comunes; o débiles y esponjosos, como en el caso de las arcillas orgánicas y las inorgánicas micáceas.

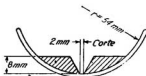


Fig. 7.1. Corte de la taza para determinar el límite líquido con la pasta de suelo (según A. Casagrande).

El *límite de contracción*,  $S_w$ , o límite inferior de cambio de volumen, es el contenido de humedad por debajo del cual una pérdida de humedad por evaporación no trae aparejada una reducción de volumen. Cuando el contenido de humedad pasa por debajo del límite de contracción el suelo cambia de color, tornándose más claro.

Los contenidos de humedad comprendidos entre los límites líquido y plástico se llaman contenidos de humedad de la *zona plástica* del suelo y la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico, *índice de plasticidad*,  $I_w$ . A medida que el contenido de humedad de un suelo cohesivo se aproxima más al límite inferior  $P_w$  de la zona plástica, mayor es su resistencia y compacidad. La relación:

$$I_1 = \frac{w - P_w}{L_w - P_w} = \frac{w - P_w}{I_w} \quad (7.2)$$

se llama *índice de liquidez* de suelo. Cuando el contenido de humedad es mayor que el límite líquido, índice de liquidez mayor que 1, el amasado trasforma al suelo en una espesa pasta viscosa. En cambio, si el contenido es menor que el límite plástico, índice de liquidez negativo, el suelo no puede ser amasado. La resistencia a la compresión simple de las arcillas inalteradas uniformes con un índice de liquidez cercano a la unidad varía comúnmente entre 0,3 y 1,0 kg/cm<sup>2</sup>; en aquellas con un índice de liquidez cercano a 0, dicho valor está comprendido, en general, entre 1 y 5 kg/cm<sup>2</sup>.

Además de los límites de Atterberg, el conocimiento de la *resistencia de la arcilla seca* es útil para la identificación y comparación de los suelos cohesivos. La resistencia de muestras de arcillas secadas al aire varía entre unos 2 y más de 200 kg/cm<sup>2</sup> y un experimentador acostumbrado puede distinguir grados de resistencia *muy baja, baja, mediana, alta y muy alta* cuando toma un fragmento angular de suelo y lo aprieta entre los dedos. Una arcilla tiene resistencia seca mediana cuando al apretar un trozo entre los dedos éste puede reducirse a polvo solo con un gran esfuerzo. Los fragmentos de muy alta resistencia no pueden ser fracturados, mientras que los de resistencia muy baja se desintegran muy fácilmente. Los fragmentos deben obtenerse moldeando una probeta cilíndrica de unos 2 a 3 cm de diámetro e igual altura, con una pasta de suelo con contenido de humedad cercano al límite líquido. Después que la probeta se ha dejado secar al aire, se rompe en pedazos y los fragmentos a examinar se seleccionan de la parte interior de aquélla.

### Gráfico de las plasticidades

Se ha observado (A. Casagrande 1932a) que muchas de las propiedades de las arcillas y de los limos, como su resistencia seca, su compresibilidad, su reacción a un ensayo de sacudimiento y su consistencia cerca del límite plástico, pueden relacionarse con los límites de Atterberg por medio del *gráfico de las plasticidades* (fig. 7.2). En este gráfico, las ordenadas representan el índice plástico  $I_w$  y las abscisas el correspondiente límite líquido  $L_w$ .

El gráfico está dividido en seis regiones, tres de ellas situadas por encima de la línea A y las otras tres por debajo. El grupo al cual pertenece un suelo dado viene determinado por el nombre de la región que contiene el punto que representa los valores de  $L_w$  e  $I_w$  para dicho suelo. Todos los puntos que representan las arcillas inorgánicas están situados por encima de la línea A, mientras que todos los puntos que representan los limos inorgánicos están situados por debajo, de modo que si se sabe que un suelo es inorgánico puede ser clasificado con el simple conocimiento de los valores de  $I_w$  y  $L_w$ . Sin embargo, los puntos que representan las arcillas orgánicas están normalmente situados en la misma región que les corresponde

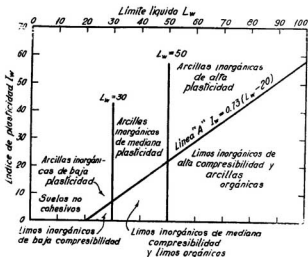


Fig. 7.2. Gráfico de las plasticidades (según A. Casagrande).

a los limos inorgánicos de alta compresibilidad, y los puntos que representan los limos orgánicos en la zona de los limos inorgánicos medianamente compresibles, pero este inconveniente es en general fácilmente salvable, ya que los suelos orgánicos se distinguen por su olor característico y por ser además de colores oscuros. En casos de duda, se debe determinar el límite líquido del material fresco y además el que le corresponde después de secado a estufa. Si el secado a estufa disminuye el valor del límite líquido en un 30 % o más, el suelo puede usualmente ser clasificado como orgánico, aun cuando en algunos casos otros componentes, como el mineral arcilloso halloysita, se caracterizan también por bajar el límite líquido.

Además, si un suelo inorgánico y otro orgánico están representados en la figura 7.2 por el mismo punto, la resistencia del material seco es muy superior en el caso del suelo orgánico que en el inorgánico.

La experiencia ha demostrado que los puntos que representan los resultados obtenidos de diferentes muestras de un mismo estrato de suelo definen una línea recta aproximadamente paralela a la línea A, y que, a medida que aumenta el límite líquido de las muestras, aumenta también su plasticidad y su compresibilidad\*.

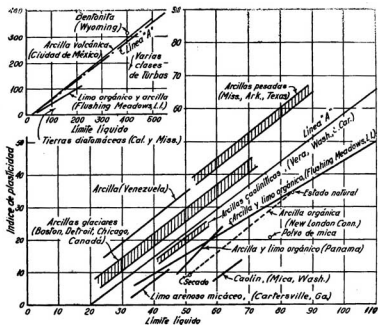


Fig. 7.3. Relación entre límite líquido e índice plástico para suelos típicos (según A. Casagrande).

La resistencia del suelo seco en el caso de las arcillas situadas por encima de la línea A aumenta de mediana, para muestras con límite líquido menor de 30, a muy alta para muestras con límite líquido superior a 100. Por el contrario, si la línea que representa un estrato está situada muy por debajo de A, la resistencia de los suelos secos con límite líquido menor de 50 es muy baja y solo llega a ser mediana para materiales con límites líquidos del orden de 100 por ciento. Estas relaciones indican entonces que la resistencia de suelos inorgánicos secos de diferentes localidades y que

\* Debe entenderse que de dos suelos idénticos en todos los demás aspectos y con igual relación inicial de vacíos es más compresible aquel que tiene mayor límite líquido (N. del T.)

tienen el mismo límite líquido aumenta en forma general con el índice de plasticidad.

La figura 7.3 muestra la ubicación, dentro del gráfico de las plasticidades, de varios tipos de arcillas bien definidas.

Las muestras que se requieren para efectuar los límites de Atterberg no necesitan ser inalteradas, pero a pesar de ello y del estado aún elemental de nuestro conocimiento de las propiedades de los suelos, de dichos ensayos se pueden derivar una cantidad de datos esenciales. Por ello, la investigación de relaciones estadísticas entre los límites de Atterberg y las otras propiedades físicas de los suelos cohesivos constituye uno de los campos más promisorios para el avance del conocimiento de la física del suelo, ya que toda nueva relación bien establecida aumenta la extensión de las conclusiones que pueden derivarse de los resultados de dichos ensayos. Las figuras 13.6 y 14.3 muestran dos relaciones útiles de este tipo.

#### Lecturas seleccionadas

El estudio clásico de los límites de Atterberg para propósitos de la ingeniería se debe a A. Casagrande: "Research on the Atterberg limits of soils", *Public Roads* (1932a) vol. 13, págs. 121 a 136.

## ART. 8 CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS

### *Importancia práctica de la clasificación de los suelos*

Desde el instante mismo en que las propiedades físicas de los suelos se tornaron en un motivo de interés, se ha querido, con frecuencia, correlacionar los resultados de simples ensayos de clasificación con las constantes del suelo necesarias para resolver los problemas de la práctica. La mayoría de estas correlaciones se remiten a las características granulométricas. No obstante, los intentos para fundamentar sistemas de clasificación exclusivamente en la granulometría jamás han conducido a resultados satisfactorios. Así, por ejemplo, las tentativas efectuadas para determinar el coeficiente de permeabilidad de los suelos partiendo de los resultados del análisis mecánico han fracasado porque la permeabilidad depende, en gran parte, de la forma de los granos, la cual puede ser muy diferente aun para suelos que tengan granulometrías idénticas. Además, es generalmente más económico y más exacto realizar un ensayo de permeabilidad que efectuar un análisis mecánico.

Asimismo, se ha sostenido que la fricción interna de las arenas bien graduadas compactadas es mayor que la que corresponde a arenas uniformes en la misma condición. Si bien hay evidencias prácticas, por determinaciones efectuadas *in situ*, que indican que esta aseveración quizá sea correcta, hay que recordar que el ángulo de fricción interna de una arena (véase artículo 17) depende no solo de las características granulométricas sino también de la forma de los granos y de la rugosidad de sus superficies. Así, por ejemplo, los ángulos de fricción interna de dos arenas de granulometrías idénticas pueden ser muy diferentes. La verdad es que hasta el presente

no se ha obtenido ninguna relación bien definida entre granulometría y ángulo de fricción interna. Los ensayos ejecutados para correlacionar las características granulométricas de los suelos finos, como los limos y las arcillas, con la fricción interna, han sido aún menos felices. La causa de estos fracasos viene ilustrada en la figura 8.1.

La curva gruesa superior de la figura 8.1 representa lo que se conoce como la *curva de frecuencia granulométrica* de las arcillas glaciares del sudeste de Canadá, dibujada sobre abscisas que representan los logaritmos del tamaño de los granos. El área de la faja rayada situada entre dos tamaños cualesquiera, por ejemplo 2 micrones y 1 micrón, representa el porcentaje de partículas de suelo comprendidas entre esos dos tamaños que existe en el peso total de arcilla seca. El diagrama indica que la fracción macroscópica (mayor de 0,06 milímetros) se compone esencialmente de cuarzo, como ocurre en la mayoría de las arcillas. La fracción microscópica (0,06 a 0,002 milímetros) consta en parte de cuarzo y calcita, y en parte de escamas de mica. El contenido de mica de esta fracción es muy diferente para las dis-

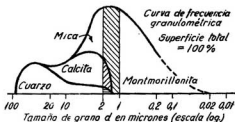


Fig. 8.1. Granulometría y composición mineralógica de una arcilla glaciar marina (según R. E. Grim).

tintas arcillas y tiene influencia decisiva sobre la compresibilidad y otras propiedades del material. En el caso en consideración, la fracción coloidal (menor de 0,002 milímetros) se compone casi exclusivamente de montmorillonita, pero en otras arcillas puede estar formada de caolinitas o ilitas o mezclas de éstas. Como las propiedades físicas de una arcilla dependen en gran parte del tipo de mineral arcilloso que predomina en la fracción coloidal y de las sustancias presentes en sus capas de adsorción (artículo 4), se ve que dos arcillas granulométricamente idénticas pueden ser muy distintas en otros aspectos.

A causa de estas circunstancias, solo en el caso de suelos de una misma categoría y del mismo origen geológico —por ejemplo, todas las arcillas y todas las arenas ubicadas en zonas limitadas—, se han podido establecer relaciones estadísticas bien definidas entre la granulometría y las propiedades físicas de los suelos, como su fricción interna. En tales regiones la granulometría puede ser y es utilizada como elemento de juicio para apreciar las propiedades significativas de los suelos, pero su extensión fuera de los

límites indicados no es aconsejable, pues se corre el riesgo de cometer errores importantes.

Como las propiedades de los suelos de granos finos se pueden relacionar de una manera general con su plasticidad, es preferible fundamentar su clasificación en los límites de Atterberg que hacerlo en función de la granulometría. La clasificación de los suelos mixtos que contienen tanto fracciones gruesas como finas debe basarse no solo en las características granulométricas de la fracción gruesa sino también en la plasticidad de las fracciones finas y muy finas.

### Clasificación basada en la granulometría

A pesar de sus limitaciones, las clasificaciones de suelos basadas en las características granulométricas tienen amplio uso, especialmente para descripciones generales o preliminares. En estos tipos de clasificación se acostumbra asignarles nombres de suelos, tal como "limo" o "arcilla", a las diferentes fracciones granulométricas. Las convenciones más ampliamente aceptadas se muestran en forma gráfica en la figura 8.2. Desde un punto

Tamaño de la partícula D	Milímetros (mm)			Micrones, $\mu = 10^{-3}$ mm			Milimicrones, $\mu\mu = 10^{-4}$ mm		
	10	1	1/10	1000	100	10	1000	100	10
Bureau of Soils 1890-35	Grava			Arena			Limo		
							Arcilla <sup>1</sup>		
				0,05			0,005 mm		
Atterberg 1905	Grava			Arena gruesa			Limo		
				Arcilla fina (M)			Arcilla		
	2,0			0,2			0,02		
							0,002 mm		
M.I.T. 1931 (recomendado)	Grava			Arena			Limo		
							Arcilla		
	2,0			0,06			0,002 mm		
Descripción	Macroscópico			Microscópico			Submicrosc.		
	Muy gruesa			Gruesa			Fina		
							Muy fina		
							Coloidal		
Log D (mm)	1	0	1	1	0	1	1	0	1

<sup>1</sup> El límite superior del tamaño arcilla se cambió en 1935 de 0,005 mm a 0,002 mm. Sin embargo, algunas organizaciones técnicas retienen todavía, el valor original de 0,005 mm.

Fig. 8.2. Clasificación de suelos basada en la granulometría.

de vista ingenieril, la clasificación del M.I.T. es preferible a las otras (Glossop y Skempton, 1945). En muchos casos, los informes con respecto a la calidad del suelo y a su comportamiento no incluyen más que el análisis granulométrico de la fracción gruesa y el porcentaje del total que pasa el tamiz 200, que abarca todas las partículas menores de 0,074 milímetros. La partícula de tamaño 0,074 milímetros es un poco mayor de 0,06 milímetros, que en la clasificación M.I.T., separa la arena fina del limo.

Todo sistema de clasificación basado solamente en la granulometría puede conducir a errores, pues las propiedades físicas de la fracción más fina de los suelos dependen de otros factores ajenos al tamaño de los granos (véase artículo 4). Por ejemplo, en función de cualquiera de las convenciones comúnmente aceptadas que indica la figura 8.2, un suelo formado de granos de cuarzo de tamaño coloidal debería ser clasificado como arcilla, cuando en realidad no tiene el más remoto parecido con dicho material. Por eso si los términos "limo" o "arcilla" son utilizados para indicar tamaños de partículas deben ir acompañados de la palabra "tamaño" en expresiones tales como "partículas de tamaño de arcilla". Además, como las clasificaciones granulométricas no han sido aún normalizadas, dichas expresiones deben ir acompañadas de valores numéricos que indiquen los límites del tamaño de las partículas que abarcan.

Salvo pocas excepciones, los suelos naturales consisten en una mezcla de dos o más fracciones granulométricas, de modo que, en función de su

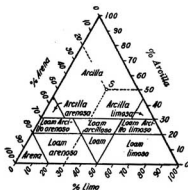


Fig. 8.3. Gráfico del Public Roads para la clasificación de suelos.

granulometría, un suelo natural puede identificarse con los nombres de sus componentes principales, tales como "arcilla limosa" o "limo arenoso", o bien se le puede asignar un símbolo que lo identifique con una de varias mezclas normales de las distintas fracciones granulométricas.

La identificación de los suelos por medio de los nombres de sus elementos principales se simplifica con el uso de diagramas, como el adoptado por el Bureau of Public Roads, figura 8.3 (Rose, 1924), en el cual cada uno de los tres ejes coordenados sirve para representar una de las tres fracciones granulométricas: arena, limo y arcilla. El diagrama está dividido en zonas y a cada zona se le asigna un nombre. Las tres coordenadas de un punto representan los porcentajes de las tres fracciones presentes en un suelo cualquiera y determinan la zona a la cual pertenece. Por ejemplo, un suelo mixto, compuesto de 20 por ciento de arena, 30 por ciento de limo y 50

por ciento de arcilla, viene representado por el punto S y es clasificado como arcilla.

La identificación de un suelo dado, por comparación con mezclas normales, puede efectuarse rápidamente por medio de curvas granulométricas tipo dibujadas en papel transparente en un gráfico tipo. En dicho gráfico, cada curva granulométrica lleva un símbolo de identificación. Para clasificar un suelo real, se coloca el gráfico tipo sobre el papel en que ha sido dibujada la curva granulométrica y se le da al suelo el símbolo de la curva tipo que más se parece al mismo.

### **Sistema unificado de clasificación de suelos**

La naturaleza poco satisfactoria de la mayoría de los sistemas de clasificación condujo a una revisión crítica del problema (A. Casagrande, 1948) y a la proposición del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, el que fue adoptado por el cuerpo de ingenieros del ejército de Estados Unidos, por el U.S. Bureau of Reclamation y subsecuentemente por muchas otras organizaciones de aquel país y del resto del mundo (U.S.B.R., 1963).

Según este sistema, los suelos se dividen en tres grupos principales: de grano grueso, de grano fino y altamente orgánico (suelos-turbas).

Los suelos-turbas se reconocen fácilmente por las características anotadas en el artículo 2. Para separar los suelos de granos gruesos de los de granos finos se adopta el tamiz 200 (0,074 mm). En el terreno, la separación se realiza observando si las partículas individuales pueden o no ser distinguidas a simple vista. Si se juzga que más del 50 % en peso del suelo consiste en granos que pueden distinguirse separadamente, aquél se considera de grano grueso.

Los suelos de granos gruesos se dividen en gravas (G) y arenas (S) según tengan más o menos del 50 % de granos visibles retenidos en el tamiz N° 4 (mayores de 1 mm). A su vez, cada uno de estos tipos de suelos se divide en cuatro grupos:

- W: *bien graduados* (coeficiente de uniformidad  $U > 4$ ); *limpios* ( $< 5\%$  que pasa el tamiz 200; partículas menores de 0,074 mm).
- P: *pobremente graduados* (con granulometría discontinua, o  $U < 4$  para gravas ó 6 para arena); *limpios* ( $< 5\%$  de partículas menores de 0,074 mm).
- C: *bien graduados; sucios* ( $> 12\%$  de partículas menores de 0,074 mm); *finos arcillosos o plásticos* ( $I_w > 7$ , ubicado por encima de la línea A en el gráfico de las plasticidades).
- F: *pobremente graduados; sucios* ( $> 12\%$  de partículas menores de 0,074 mm); *finos limosos o no plásticos* ( $I_w < 4$ , ubicado por debajo de la línea A en el gráfico de las plasticidades).

Según su composición, estos tipos de suelos se representan con símbolos como GW y SP. Para los materiales límites se utilizan símbolos dobles, como GW-GP.

Los suelos de granos finos se dividen en tres grupos: limos inorgánicos (*M*), arcillas inorgánicas (*C*) y limos y arcillas orgánicos (*O*). Cada uno de ellos se subdivide a su vez en los que tienen límites líquidos menor de 50 % (*L*) o mayor de 50 % (*H*).

La distinción entre las arcillas inorgánicas *C*, los limos inorgánicos *M* y los suelos orgánicos *O* se realiza con el gráfico de las plasticidades modificado (fig. 8.4). Los suelos *CH* y *CL* se representan por puntos situados encima de la línea *A*, mientras que a los suelos *OH*, *OL* y *MH* les corresponden puntos por debajo de ésta. En cuanto a los suelos *ML*, exceptuando algunas pocas arenas finas arcillosas, también vienen representados por puntos situados debajo de la línea *A*.

Los suelos orgánicos *O* se distinguen de los inorgánicos *M* y *C* por su olor característico y su color oscuro o, en casos dudosos, por la influencia que el secado a estufa ejerce sobre el límite líquido (artículo 7).

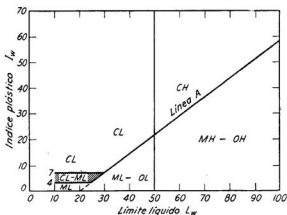


Fig. 8.4. Gráfico modificado de la plasticidad, adaptado para ser utilizado con la clasificación unificada de suelos. Los suelos que se ubican en la zona sombreada se consideran suelos límites y se identifican usando dos símbolos (según U. S. Bureau of Reclamation, 1963).

En el terreno, los suelos de granos finos se pueden diferenciar por su resistencia seca, por su reacción ante un ensayo de sacudimiento o por su rigidez cuando la humedad está cerca del límite plástico (artículo 7). Las características pertinentes se indican en la Tabla 8.1. Los materiales limi-trofes se representan con un símbolo doble, como *CL-ML*.

El Sistema Unificado permite una clasificación digna de confianza sobre la base de algunos ensayos de laboratorio poco costosos. Con experiencia, también provee una base práctica para la clasificación visual en el terreno. Como todos los procedimientos basados en la granulometría o en las propiedades de los suelos amasados, no alcanza a tomar en consideración las características de los materiales intactos como se presentan en la naturaleza. Por

ello en la descripción de las propiedades ingenieriles de las masas o depósitos de suelos solo puede servir como punto de partida.

**Tabla 8.1**

**Clasificación de suelos de granos finos. Sistema de clasificación unificado**

Grupo	Resistencia seca	Reacción al ensayo de sacudimiento	Rigidez en el límite plástico
ML	ninguna o muy baja	rápida a lenta	nula
CL	mediana a alta	nula o muy lenta	mediana
OL	muy baja a mediana	lenta	pequeña
MH	muy baja a mediana	lenta a nula	pequeña a mediana
CH	alta a muy alta	nula	alta
OH	mediana a alta	nula a muy lenta	pequeña a mediana

#### Lecturas seleccionadas

El estudio definitivo de la clasificación de suelos como el de las bases para el Sistema de Clasificación Unificada de los Suelos están contenidos en Casagrande A.: "Classification and identification of soils", *Trans. ASCE*, (1948), vol. 113, págs. 901-992.

## ART. 9 REQUERIMIENTOS MÍNIMOS PARA UNA DESCRIPCIÓN ADECUADA DE LOS SUELOS

En el artículo 8 se describieron procedimientos adecuados para dividir los suelos en varios grandes grupos en función del tamaño de sus granos y su plasticidad. Si el ingeniero conoce el grupo al cual un suelo dado pertenece, conoce en forma muy general las características físicas más importantes del suelo en cuestión. Sin embargo, cada grupo incluye suelos con una gran variedad de propiedades y como, además, un suelo determinado puede presentarse en el terreno en formas muy diversas, a fin de poder efectuar una distinción más precisa entre los distintos miembros de un mismo grupo o los diferentes estados de un mismo suelo, es necesario recurrir a datos suplementarios. A este efecto se pueden aplicar dos métodos: subdividir cada grupo principal, o bien agregar al nombre del grupo los valores numéricos de las propiedades índice que le correspondan.

El primero de estos procedimientos resulta adecuado para clasificar suelos situados dentro de zonas limitadas, en las cuales el número de suelos diferentes, y de los estados de un mismo suelo, es reducido. Por ello, el método es utilizado extensamente y con grandes ventajas por organizaciones locales, tales como los departamentos de caminos estatales de los Estados Unidos. Sin embargo, las proposiciones para establecer un procedimiento universal de clasificación de suelos sobre esta base tienen muy pocas probabilidades de éxito, ya que la terminología a utilizar sería tan compleja que inevitablemente llevaría a la confusión.

Por el contrario, el segundo procedimiento puede utilizarse en forma ventajosa en todas las circunstancias, siempre que el ingeniero elija aquellas

propiedades índice que son indicativas de las características físicas esenciales del suelo. A este efecto, la tabla 9.1 sintetiza las propiedades que se requieren para la identificación adecuada de los varios tipos de suelos que fueron descritos en el artículo 2. Después que el ingeniero ha establecido el tipo de suelo que tiene entre manos, la tabla 9.1 le indica los ensayos que debe realizar y que le servirán de norma para distinguir los diferentes suelos de igual tipo.

Con excepción de las morenas y las turbas, todos los suelos indicados en la tabla 9.1 constan exclusivamente de granos gruesos, tales como la arena y la grava, o exclusivamente de granos finos, del tamaño de las partículas de limo y de arcilla. Los suelos que consisten en una mezcla de granos gruesos y finos se consideran como compuestos. Para describir un suelo compuesto es necesario determinar primero la relación de vacíos  $e$  del suelo natural, su contenido de humedad  $w$  y su granulometría. Se divide luego el suelo en dos partes, una que contiene los granos mayores de unos 0,07 mm (retenidos por la malla del tamiz 200) y la otra formada por el resto. A la primera se la somete a los ensayos de clasificación prescritos para la arena y la grava, y a la segunda a los que corresponden a los limos y arcillas.

Si con los suelos presentes en una obra dada se efectúan ensayos que no son los indicados en la tabla 9.1, los resultados de dichos ensayos deben ser también incluidos en el informe correspondiente. Como los estratos de suelo raramente son homogéneos, aun los aparentemente homogéneos no pueden ser descritos en forma adecuada, a menos que se hayan determinado las propiedades índice de varias muestras. El informe debe también contener un relato breve de lo que se conozca con respecto a la historia geológica del estrato.

La mayoría de las grandes organizaciones técnicas de ingenieros, tales como las reparticiones dedicadas a caminos o a obras hidráulicas, poseen laboratorios en los cuales los ensayos de clasificación se efectúan normalmente como función de rutina. Estos ensayos tienen tanta importancia que debieran también ser efectuados por todo ingeniero dedicado a la mecánica de los suelos, pues su realización lo familiariza con las propiedades de los suelos con los que trabaja, aumentando mucho el valor de sus observaciones en el terreno.

Después que un ingeniero haya ensayado personalmente varias docenas de muestras de suelo de una localidad dada, llegará un momento en que podrá estimar las propiedades de dichos suelos sin necesidad de ensayo alguno. Adquirirá también la habilidad de diferenciar distintos suelos o estados de un mismo suelo que previamente había considerado idénticos.

Todo ingeniero debiera desarrollar el hábito de expresar su opinión sobre la plasticidad y granulometría de los suelos que examina, por medio de valores numéricos, más bien que por medio de adjetivos. La granulometría de una arena debe ser expresada por el valor estimado de su coeficiente de uniformidad  $U = D_{60}/D_{10}$  (artículo 5), y no por las palabras "bien graduada" o "pobremente graduada". El grado de plasticidad debe indicarse por el valor estimado de su índice de plasticidad  $I_p$  (artículo 7), y no por las palabras "vestigios de plasticidad" o "muy plástica". Este hábito es tan

Tabla 9.1

Datos requeridos para la identificación de los suelos

Tipo de suelo	Información General						Resultados de los ensayos de clasificación											
							Muestras inalteradas <sup>1</sup>						Muestras alteradas					
	Color	Olor <sup>2</sup>	Textura <sup>3</sup>	Dilatancia <sup>4</sup>	Propiedades de los granos <sup>5</sup>	Resistencia del suelo seco <sup>6</sup>	Relación natural de vacíos $e^7$	Contenido natural de humedad $w$	Peso unitario en estado natural	Peso unitario del suelo seco a estufa $\gamma_d^{11}$	Resistencia a la compresión simple $q^9$	Sensibilidad $S_f^{10}$	Relación de vacíos máxima $e_{max}^{10}$	Relación de vacíos mínima $e_{min}^{10}$	Límite líquido $L_w^{11}$	Límite plástico $P_w^{12}$	Análisis granulométrico <sup>13</sup>	Contenido de carbonato <sup>14</sup>
Greda <sup>15</sup>	x	—	x	—	x	—	x	x	x	—	x	—	—	—	x	x	x	x
Arena, grava, ripio	x	—	x	—	x	—	x	—	—	—	—	—	x	x	—	—	x	—
Limo inorgánico	x	—	x	x	—	x	—	—	x	x	x	x	—	—	x	x	x	x
Limo orgánico	x	x	x	x	—	x	—	—	x	x	x	x	—	—	x	x	x	x
Arcilla	x	—	x	—	—	x	—	—	x	x	x	x	—	—	x	x	—	x
Arcilla orgánica	x	x	x	—	—	x	—	—	x	x	x	x	—	—	x	x	—	x
Turba	x	x	x	—	x	—	—	—	x	x	—	—	—	—	x	x	x	—
Morena	x	—	—	—	x	—	x	x	x	—	—	—	x	x	—	—	x	—
Tufa de granos finos	x	—	x	—	—	x	—	—	x	x	x	x	—	—	x	x	x	—
Loess <sup>16</sup>	x	—	x	x	—	x	—	x	x	x	x	x	—	x	x	x	x	x
Loess modificado	x	—	x	x	—	x	x	x	x	x	—	x	x	x	x	x	x	x
Marga	x	—	x	x	—	x	—	x	x	x	x	—	—	—	x	x	x	x
Tosca	x	—	x	—	—	—	x	x	x	—	x	—	—	—	x	x	—	x

<sup>1</sup> Si no se disponen muestras inalteradas o en tubos, utilícense las muestras obtenidas en cuchara normal (véase artículo 44).

<sup>2</sup> Si el olor es muy débil, calentar un poco la muestra: el calor lo intensifica.

<sup>3</sup> Describa el aspecto de la fractura fresca de una muestra inalterada (granular, opaca, brillante, suave). Frote luego una pequeña cantidad de suelo entre los dedos y describa la sensación que le produce (harinosa, suave, arenosa, áspera). Si las muestras grandes se rompen fácilmente en fragmentos menores, describa el aspecto de las paredes de las fisuras (opacas, brillantes) y distancia media entre fisuras.

<sup>4</sup> Realice un ensayo de sacudimiento, página 6. Describa sus resultados (intenso, débil, nulo), según la intensidad de los fenómenos observados.

<sup>5</sup> Describa la forma (angular, roma, redondeada, bien redondeada) y las características mineralógicas de las partículas macroscópicas únicamente. Las características mineralógicas se refieren a los tipos de rocas y minerales presentes en los granos y que pueden identificarse en un examen con la lupa. Describa los fragmentos de roca (fresca, algo descompuesta o muy descompuesta: dura o friable). Si una arena contiene escamas

importante que debiera ser promovido desde un principio por el profesor en la clase, pues el uso de valores numéricos evita interpretaciones erróneas y es un incentivo para controlar periódicamente el grado de exactitud de las estimaciones. Sin dicho control, la habilidad para estimar las propiedades puede perderse poco a poco, inadvertidamente.

---

de mica, indique su porcentaje (poco, moderadamente o muy micáceo). Tratándose de turba, las propiedades de los granos se refieren al tipo y estado de preservación de los remanentes visibles de plantas, tales como fibras, ramitas y hojas.

<sup>6</sup> Rompa por compresión un fragmento de suelo seco entre los dedos e indique su dureza (muy baja, baja, mediana, alta o muy alta).

<sup>7</sup> Si no se han obtenido muestras inalteradas, sustitúyase por ensayo de penetración normal (art. 44) u otro ensayo equivalente.

<sup>8</sup> Aplíquese solo a arcillas y limo fino con un contenido de humedad mayor del límite plástico.

<sup>9</sup> Prepare la muestra en la forma indicada en la pág. 25.

<sup>10</sup> Determinese utilizando el método descrito en la pág. 25 para arenas o gravas; para otros materiales utilizando el método de Proctor, pág. 440 y siguientes.

<sup>11</sup> Si se sospecha que el suelo puede ser orgánico, determine el límite líquido del material fresco y, después, del mismo material secado a estufa a 105°C.

<sup>12</sup> Además del valor numérico del límite plástico, indique si los cilindritos eran duros, firmes, medianos o débiles.

<sup>13</sup> Presente los resultados en la forma de un gráfico semilogarítmico, o bien por medio de los valores  $D_{20}$  y  $U = \frac{D_{20}}{D_{10}}$  (art. 5) acompañados de adjetivos que indiquen el tipo de curva granulométrica (véase figura 5.2).

<sup>14</sup> El contenido de carbonato puede establecerse humedeciendo el material seco con HCl. Describa el resultado del ensayo (fuerte, débil o ninguna efervescencia).

<sup>15</sup> A los datos sobre la textura, agregue una descripción de la apariencia general, la estructura y el grado de cohesión de trozos de suelo fresco y del mismo suelo después de su inmersión en agua.

<sup>16</sup> A los datos sobre la textura, agregue una descripción de la estructura macroscópica del loess, en especial de diámetro y distancia entre agujeros de raíces.

## Capítulo 2

### PROPIEDADES HIDRAULICAS Y MECÁNICAS DE LOS SUELOS

#### **ART. 10 SIGNIFICADO DE LAS PROPIEDADES HIDRÁULICAS Y MECÁNICAS DE LOS SUELOS**

En el capítulo precedente se estudiaron las propiedades índice de los suelos. Estas propiedades, que reflejan las características generales de un suelo dado, sirven para indicar hasta qué punto suelos de distinto origen pueden ser similares o no serlo. Sirven además de base para registrar la experiencia constructiva y para utilizarla luego en obras futuras.

Se ha hecho notar que la mecánica de los suelos práctica está basada principalmente en la experiencia. Pero debe también reconocerse que la ingeniería civil no alcanzó mayor progreso hasta que el cúmulo de experiencia adquirida no fue fertilizada con el aporte de la ciencia aplicada, que tuvo por función revelar las relaciones existentes entre los fenómenos y sus causas.

Para establecer estas relaciones fue indispensable investigar las propiedades físicas de los diferentes tipos de suelo, de la misma manera que, en el estudio de la estabilidad de las construcciones, fue necesario investigar las propiedades del acero y del hormigón. En la mayoría de los casos prácticos, se considera que un acero o un hormigón están suficientemente descritos cuando se conocen la resistencia y el módulo de elasticidad. En el caso de los suelos, el problema es algo más complicado y muchas veces es necesario conocer varias propiedades distintas. De ellas, las más importantes son: la permeabilidad, la compresibilidad, la resistencia a rotura, la resistencia a la fluencia lenta y la relación tensiones-deformaciones. Dichas propiedades se estudian en detalle en los artículos que siguen.

#### **ART. 11 PERMEABILIDAD DE LOS SUELOS**

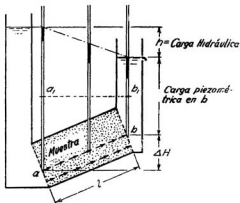
##### ***Introducción***

Se dice que un material es permeable cuando contiene vacíos continuos. Como tales vacíos existen en todos los suelos, incluyendo las arcillas más compactas, y en todos los materiales de construcción no metálicos, comprendidos el granito sano y la pasta de cemento, dichos materiales son permeables. La circulación de agua a través de su masa obedece también aproximadamente a leyes idénticas, de modo que la diferencia entre una arena limpia y un granito sano es, en este concepto, solo una diferencia de magnitud.

La permeabilidad de los suelos tiene un efecto decisivo sobre el costo y las dificultades a encontrar en muchas operaciones constructivas, como lo son, por ejemplo, las excavaciones a cielo abierto en arena bajo agua o la velocidad de consolidación de un estrato de arcilla blanda bajo el peso de un terraplén. Hasta la permeabilidad de un hormigón denso o de una roca sana puede tener importancia práctica, ya que el agua ejerce presión sobre el material poroso a través del cual circula, y esta presión, que se conoce con el nombre de *presión de filtración*, puede llegar a ser muy alta. El concepto generalizado y erróneo de que la arcilla compacta y el hormigón denso son impermeables, se debe a que la cantidad de agua que escurre a través del material es tan pequeña que, en el caso de superficies expuestas al aire, ésta se evapora totalmente aunque la atmósfera esté muy húmeda y la superficie tiene aspecto de estar seca. Sin embargo, y dado que los efectos mecánicos del escurrimiento son independientes de la velocidad de circulación del agua, la ausencia de una descarga visible no es una indicación de que no existan presiones de filtración. Una manifestación notable de este hecho ocurre a veces en excavaciones efectuadas en limos muy finos. A pesar de que la permeabilidad es muy baja, una pequeña variación en la presión del agua de sus poros puede resultar suficiente para transformar una gran cantidad del material en una masa semilíquida.

### **Algunas definiciones. La ley de Darcy**

Cuando el agua circula a través de un material permeable, el escurrimiento se produce a lo largo de caminos que se desvían en forma errática, aunque muy poco, de curvas que se denominan *líneas de filtración*. Si las líneas de filtración son rectas y paralelas, se dice que la filtración es *lineal*.



**Fig. 11.1.** Diagrama que indica el significado de carga hidráulica y de altura o carga piezométrica para el caso del escurrimiento lineal del agua a través de una muestra de suelo.

Los principios hidráulicos que interesan en la filtración lineal están ilustrados en la figura 11.1, donde los puntos  $a$  y  $b$  representan los extremos de una línea de filtración. En cada extremo se ha instalado un tubo piezométrico para indicar el nivel a que el agua se eleva en dichos puntos. El nivel del agua en el tubo colocado en  $b$  se llama *nivel piezométrico* en el punto  $b$  y la distancia vertical entre este nivel y el punto  $b$  es la *altura o carga piezométrica* en  $b$ . Si el agua se eleva al mismo nivel en los tubos piezométricos colocados en  $a$  y  $b$ , el sistema se encuentra en reposo y no hay filtración, cualquiera que sea la diferencia de nivel entre los puntos  $a$  y  $b$ . La filtración se produce solamente en el caso en que exista una *diferencia piezométrica*  $h$  entre  $a$  y  $b$ , diferencia que también se denomina *carga hidráulica* de  $a$  con respecto a  $b$ . Debe hacerse notar que la diferencia piezométrica es igual a la diferencia entre las alturas piezométricas de  $a$  y  $b$ , solo en el caso en que no hay diferencia de nivel entre dichos puntos.

En la figura 11.1,  $a_1$  y  $b_1$  representan dos puntos situados al mismo nivel en los tubos piezométricos colocados en  $a$  y  $b$ . Como el peso específico del agua es  $\gamma_w$  (gr/cm<sup>3</sup>), la presión hidrostática en  $a_1$  es mayor que la presión en  $b_1$  en una cantidad  $\gamma_w h$ . La diferencia  $\gamma_w h$  entre la presión hidrostática en dos puntos situados al mismo nivel se denomina *sobrepresión hidrostática* y es la que provoca la circulación del agua a través del suelo. La relación:

$$i_p = \gamma_w \frac{h}{l} = \frac{u}{l} \quad (11.1)$$

en la que  $u$  es la sobrepresión hidrostática, se llama *gradiente de presión* (gr/cm<sup>3</sup>) entre  $a$  y  $b$ . Por otro lado:

$$i = \frac{i_p}{\gamma_w} = \frac{I}{\gamma_w} \frac{u}{l} = \frac{h}{l} \quad (11.2)$$

es el *gradiente hidráulico*. En el sistema métrico decimal  $i_p$  e  $i$  son numéricamente iguales; la única diferencia estriba en que  $i$  no tiene dimensión mientras que  $i_p$  se expresa en gm/cm<sup>3</sup>.

La *velocidad de descarga*  $v$  es la cantidad de agua que circula en la unidad de tiempo a través de una superficie unitaria perpendicular a las líneas de filtración. En un material poroso, estadísticamente isótropo, la porosidad de una sección plana es igual a la porosidad volumétrica  $n$  y, por consiguiente, la *velocidad de filtración* media  $v_f$  por los poros del material es igual a la velocidad de descarga dividida por la porosidad. Toda vez que se hable de velocidad sin indicar otro calificativo, se entenderá que se trata de la velocidad de descarga y no de la velocidad de filtración.

La velocidad de descarga en arenas finas saturadas y en otros suelos de granos finos también saturados, donde la circulación del agua no afecta la estructura del material, puede ser determinada casi exactamente por medio de la ecuación:

$$v = \frac{K}{\eta} i_p \quad (11.3)$$

en la que  $\eta$  (gr segundo/cm<sup>2</sup>) es la viscosidad del agua y  $K$  una constante empírica denominada la *permeabilidad*. La viscosidad del agua disminuye con la temperatura, como lo indica la figura 11.2, mientras que  $K$  (centímetros al cuadrado) es una constante para un material permeable dado con porosidad dada. El valor de  $K$  es además independiente de las propiedades físicas del líquido que filtra por el material. De las ecuaciones 11.2 y 11.3 se obtiene que la velocidad de descarga es:

$$v = \frac{K}{\eta} \gamma_w i \quad (11.4)$$

La mayoría de los problemas que enfrenta el ingeniero civil tratan de la filtración del agua a poca profundidad, con muy poca variación en la temperatura del líquido, de modo que  $\gamma_w$  es prácticamente constante. Como además, dentro de ese rango de temperatura  $\eta$  varía entre límites poco extensos, es costumbre sustituir en la ecuación 11.4, el valor:

$$k = K \frac{\gamma_w}{\eta} \quad (11.5)$$

con lo cual

$$v = ki \quad (11.6)$$

En ingeniería civil  $k$  se denomina como el *coeficiente de permeabilidad* y la ecuación 11.6 se conoce como la *ley de Darcy* (Darcy, 1856).

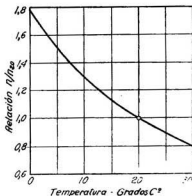


Fig. 11.2. Relación entre temperatura y viscosidad del agua.

Debe tenerse bien en cuenta que la permeabilidad de un material poroso viene expresada por  $K$  (cm<sup>2</sup>) y no  $k$  (cm/segundo), ya que el coeficiente  $K$  es independiente de las propiedades del líquido, mientras que  $k$  depende,

no solo de las propiedades del material poroso, sino que también de las del líquido que circula. Por esta causa el uso del coeficiente  $k$ , tanto en este libro como en ingeniería civil en general, se justifica solo por razones de conveniencia.

En una masa de suelo, los canales a través de los cuales circula el agua tienen una sección transversal muy variable e irregular. Por ello, la velocidad real de circulación es extremadamente variable. Sin embargo, la velocidad media obedece a las mismas leyes que determinan el escurrimiento del agua en los tubos capilares rectos de sección constante. Si la sección transversal del tubo es circular, la velocidad aumenta, de acuerdo con la ley de Poiseuille, con el cuadrado del diámetro del tubo. Como el diámetro medio de los vacíos de un suelo con una porosidad dada aumenta prácticamente en relación directa con el tamaño  $D$  de las partículas, es posible expresar  $k$  en función de  $D$  tomando como base la ley de Poiseuille:

$$k = \text{constante} \times D^2$$

Para el caso de arenas sueltas muy uniformes para filtros (coeficiente de uniformidad no mayor de 2), Allen Hazen obtuvo la ecuación empírica siguiente:

$$k \text{ (cm/seg)} = C_1 D_{10}^2 \quad (11.7)$$

en la que  $D_{10}$  es el tamaño efectivo en centímetros (véase artículo 5) y el coeficiente  $C_1 \left( \frac{1}{\text{cm seg}} \right)$  varía entre 100 y 150. Como se ha hecho notar, la ecuación 11.7 es aplicable solo al caso de arenas bastante uniformes en estado suelto.

### ***Correspondencia entre la relación de vacíos y la permeabilidad***

Cuando un suelo es comprimido o vibrado, el volumen ocupado por sus elementos sólidos permanece prácticamente invariable, mientras que el volumen de los vacíos disminuye. Por lo tanto, la permeabilidad del suelo también disminuye. La figura 11.3 indica la influencia que la relación de vacíos ejerce sobre la permeabilidad. Las abscisas representan la relación de vacíos, y las ordenadas la relación  $k/k_{0.85}$  entre el coeficiente de permeabilidad  $k$  del suelo a una relación de vacíos dada  $e$  y ese mismo coeficiente cuando  $e = 0.85$ . La curva en trazos llenos es válida para arenas finas y medianas limpias con granos de buena cubicidad. Dicha curva puede ser expresada matemáticamente por medio de varias ecuaciones simples, tal como la ecuación de A. Casagrande, aún no publicada:

$$k = 1.4e^2 k_{0.85} \quad (11.8)$$

En problemas relacionados con fundaciones raramente se encuentran arenas limpias del tipo indicado más arriba. Si la arena contiene un alto porcentaje de partículas en forma de escamas, como son las partículas de mica, la correspondencia entre  $e$  y  $k/k_{0.85}$  se asemeja a la indicada por la

curva punteada de la figura 11.3. Los suelos de granos finos siempre contienen partículas en forma de escamas, pero como su proporción es distinta para los diferentes suelos, las curvas que relacionan  $e$  y  $k/k_{0,ss}$  son también distintas.

Si un suelo contiene burbujas de aire, el tamaño de las burbujas disminuye al aumentar la presión del agua, de modo que el coeficiente de permeabilidad aumenta con la carga hidráulica. En las arcillas que contienen agujeros de raíces o fisuras abiertas, la circulación del agua trae casi siempre

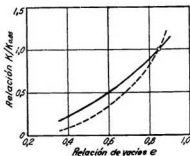


Fig. 11.3. Relación entre la permeabilidad y la relación de vacíos de una arena graduada (línea llena) y de un suelo con elementos escamosos (línea punteada).

aparejada una erosión interna y las partículas erosionadas van a llenar poco a poco los pasajes más estrechos, con lo cual el coeficiente de permeabilidad disminuye a un valor muy pequeño con respecto al valor inicial. Por ello, la ley de Darcy no es válida más que en el caso en que el volumen y la forma de los canales de escurrimiento son independientes de la presión y del tiempo.

### Ensayos de permeabilidad

La figura 11.4 indica en forma esquemática los principales tipos de aparatos utilizados para determinar el coeficiente de permeabilidad de muestras de suelos. El permeámetro con carga hidráulica constante (*a* y *b*) es indicado para suelos muy permeables, mientras que el permeámetro con carga hidráulica decreciente (*c*) se utiliza en los suelos menos permeables. Para realizar un ensayo con cualquiera de estos aparatos, se establece una diferencia de carga entre los extremos de la muestra y se hace circular agua a través de la misma.

En el permeámetro de carga hidráulica constante (figura 11.4a), se mantienen fijos los niveles del agua y se mide la descarga. En el permeámetro de carga hidráulica decreciente (figura 11.4c), el agua pasa del tubo pequeño *P* de sección transversal  $A_1$  a la muestra de área  $A_2$  y de allí al recipiente *V* de nivel constante. El coeficiente de permeabilidad  $k$  se calcula observando

la velocidad con que el nivel del agua desciende en el tubo *P* mientras que el nivel en el recipiente *V* permanece constante.

En los ensayos de permeabilidad, las fuentes más importantes de error experimental son: la formación de una pequeña capa de material fino en la superficie de la muestra, que actúa luego como filtro, y la existencia o formación de burbujas de aire dentro de la muestra de suelo. Ambos fenómenos

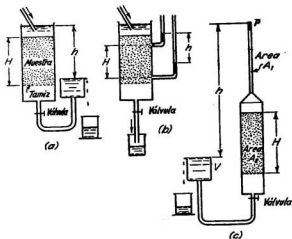


Fig. 11.4. (a y b). Permeámetros de carga constante; (c) permeámetro de carga hidráulica decreciente.

reducen la permeabilidad. El error originado por la formación de un filtro puede ser eliminado midiendo la pérdida de carga entre dos puntos situados en el interior de la muestra, en la forma indicada en la figura 11.4b.

El valor del coeficiente de permeabilidad determinado con los ensayos arriba descritos depende de la temperatura a que se efectúa el ensayo, ya que  $k$  (ecuación 11.5) es función de la densidad  $\gamma_w$  y de la viscosidad  $\eta$  del agua. Ambas cantidades varían con la temperatura. No obstante, dado que la variación de  $\gamma_w$  con la temperatura es despreciable en comparación con la variación de  $\eta$ , se puede calcular el coeficiente  $k$  para una temperatura cualquiera  $T$  por medio de la fórmula:

$$k = \frac{\eta_1}{\eta} k_1 \quad (11.9)$$

En esta ecuación, derivada de 11.5,  $k_1$  es el coeficiente de permeabilidad medido y  $\eta_1$  la viscosidad a la temperatura del ensayo.

Se acostumbra expresar  $k$  a una temperatura normal de  $20^\circ\text{C}$  y a este efecto se dan en la figura 11.2 los valores de  $\eta$  en función de la temperatura,

tomando como referencia  $\eta_{20}$  para  $T = 20^\circ\text{C}$ , al cual se le ha asignado un valor uno.

La ecuación 11.9 fue derivada suponiendo que el coeficiente de viscosidad del agua es independiente de la porosidad del suelo y que varía con la temperatura según la ley representada por la curva de la figura 11.2. En las arcillas, empero, la temperatura pareciera ejercer una influencia mayor sobre la viscosidad que en el caso de suelos más gruesos. Además, la viscosidad media del agua contenida en los poros de las arcillas aumenta al disminuir la porosidad. Por otro lado, a una porosidad dada, la viscosidad media aumenta durante cierto espacio de tiempo, después de amasar una arcilla, aun en el caso de que la temperatura se mantenga constante. Estos hechos excluyen la aplicación de la fórmula 11.9 en el caso de arcillas y otros suelos de granos finos, aunque no invaliden la ley de Darcy, expresada por la fórmula 11.6.

Si una arcilla es amasada a contenido de humedad constante, su coeficiente de permeabilidad generalmente disminuye del valor original  $k$  a un valor menor  $k_r$ . Para la mayoría de las arcillas inorgánicas, la relación  $k/k_r$  no es mayor de dos. Para las arcillas orgánicas y algunas margas con estructura de conglomerado, dicha relación puede llegar a valores de 30\*.

En los suelos gruesos con granos de buena cubicidad, como las arenas cuarzosas, la correspondencia entre el coeficiente de permeabilidad  $k$  y la relación de vacíos  $e$  puede expresarse con suficiente exactitud por medio de una ecuación única como la 11.8 o por una curva como la de trazos llenos de la figura 11.3. En este caso, para determinar el valor de  $k$ , se efectúa el ensayo para un valor cualquiera  $e$  y deriva luego de la ecuación 11.8 ó de la figura 11.3 los valores que correspondan a otras relaciones de vacíos. Por el contrario, en el caso de las arenas micáceas y de prácticamente todos los suelos de granos finos, el valor de  $k$  depende en gran parte del porcentaje de elementos en forma de escamas y de otros factores que no dependen de la relación de vacíos. Por esta razón se ha dicho que la curva punteada de la figura 11.3 sirve solamente para ilustrar la forma general que la relación  $k - e$  adquiere en tales casos, y no puede utilizarse en los cálculos. Si un suelo es micáceo o contiene elementos finos o muy finos, la correspondencia entre el coeficiente de permeabilidad y la relación de vacíos puede ser establecida solo por medio de ensayos directos, ejecutando por lo menos tres ensayos de permeabilidad en tres probetas de suelo con relaciones de vacíos muy diferentes.

La tabla 11.1 contiene datos relativos a los valores de los coeficientes de permeabilidad de los distintos suelos y a los métodos más apropiados para efectuar ensayos de permeabilidad en ellos.

\* Estos valores se refieren especialmente a las arcillas de formación marina. Existen, empero, algunas arcillas de otro origen, como residual, eólico o eólico-fluvial que, aun siendo muy plásticas, en estado natural contienen una red de huecos macroscópicos o un sistema muy desarrollado de fisuras, de modo que su coeficiente de permeabilidad  $k$  (cm/seg) suele alcanzar valores del orden de  $10^{-4}$  a  $10^{-6}$  cm/seg, en cuyo caso, de poder ser amasadas, a mano o por procedimientos mecánicos, como ser la compactación, la relación mencionada adquiere magnitudes mucho mayores, llegando a 1000 y aun más. (N. del T.)

Tabla 11.1

## Permeabilidad y condiciones de drenaje de los suelos \*

Coeficiente de permeabilidad  $k$  en cm/seg (escala logarítmica)

Drenaje	10 <sup>-3</sup>	10	1.0	10 <sup>-1</sup>	10 <sup>-2</sup>	10 <sup>-3</sup>	10 <sup>-4</sup>	10 <sup>-5</sup>	10 <sup>-6</sup>	10 <sup>-7</sup>	10 <sup>-8</sup>	10 <sup>-9</sup>	
	Bueno				Pobre				Prácticamente impermeable				
Tipo de suelo	Grava limpia				Arenas limpias y mezclas limpias de arena y grava.				Arenas muy finas, limos orgánicos e inorgánicos, mezclas de arena, limo y arcilla, morenas glaciares, depósitos de arcilla estratificada.				Suelos "impermeables", es decir, arcillas homogéneas situadas por debajo de la zona de descomposición.
	Suelos "impermeables" modificados por la vegetación o por descomposición. **												
Determinación directa de k	Ensayo directo del suelo "in situ" por ensayos de bombeo. Se requiere mucha experiencia, pero bien realizados son bastante exactos.												
	Permeámetro de carga hidráulica constante. No se requiere mayor experiencia.												
Determinación indirecta de k	Permeámetro de carga hidráulica decreciente. No se requiere mayor experiencia y se obtienen buenos resultados.				Permeámetro de carga hidráulica decreciente. Resultados dudosos. Se requiere mucha experiencia.				Permeámetro de carga hidráulica decreciente. Resultados de regular a bueno. Se requiere mucha experiencia.				
	Por cálculo partiendo de la curva granulométrica. So'o aplicable en el caso de arenas y gravas limpias sin cohesión.												
	Cálculos basados en los ensayos de consolidación. Resultados buenos. Se necesita mucha experiencia.												

\* Según A. Casagrande y R. E. Fadum (1940).

\*\* Véase N. del T. al pie de pág. 52.

**Permeabilidad de las masas estratificadas de suelos**

Los depósitos de suelos transportados consisten generalmente en capas con diferentes permeabilidades. Para determinar el coeficiente de permeabilidad medio de tales depósitos, se obtienen muestras representativas de cada capa y se ensayan independientemente. Una vez conocidos los valores  $k$  correspondientes a cada estrato individual, el promedio para el depósito puede ser calculado en la forma siguiente. Sean:

- $k_1, k_2, \dots, k_n$  = coeficientes de permeabilidad de los estratos;
- $H_1, H_2, \dots, H_n$  = espesores de los estratos;
- $H = H_1 + H_2 + \dots + H_n$  = espesor total del depósito;
- $k_I$  = coeficiente de permeabilidad promedio para la filtración del agua en sentido paralelo a los planos de estratificación (generalmente horizontal);
- $k_{II}$  = coeficiente de permeabilidad promedio para la filtración del agua en sentido perpendicular a los planos de estratificación (generalmente vertical).

Si el escurrimiento es paralelo a los planos de estratificación, la velocidad media de descarga es:

$$v = k_I i = \frac{1}{H} [v_1 H_1 + v_2 H_2 + \dots + v_n H_n]$$

Más aún, desde que el gradiente hidráulico debe ser el mismo en todas las capas:

$$k_I i = \frac{1}{H} [k_1 i H_1 + k_2 i H_2 + \dots + k_n i H_n]$$

$$\text{y } k_I = \frac{1}{H} [k_1 H_1 + k_2 H_2 + \dots + k_n H_n] \quad (11.10)$$

Para el caso de escurrimiento en sentido perpendicular a los planos de estratificación, llámense  $i_1, i_2, \dots, i_n$  los gradientes hidráulicos en las distintas capas y  $h/H$  el gradiente total, igual a la pérdida de carga para todo el depósito. La continuidad del escurrimiento requiere que la velocidad sea la misma en todas las capas, es decir:

$$v = \frac{h}{H} k_{II} = k_1 i_1 = k_2 i_2 = \dots = k_n i_n$$

además

$$h = H_1 i_1 + H_2 i_2 + \dots + H_n i_n$$

de modo que

$$k_{II} = \frac{H}{\frac{H_1}{k_1} + \frac{H_2}{k_2} + \dots + \frac{H_n}{k_n}} \quad (11.11)$$

Se puede demostrar en forma teórica que en todo depósito estratificado  $k_{II}$  es menor que  $k_I$ .

### Defensas contra la erosión

El ingeniero se ve muchas veces obligado a desviar la circulación natural del agua contenida en los suelos para enviarla a zanjas o pozos dispuestos al efecto o bien encauzarla hacia conductos subterráneos situados debajo de fundaciones. La desviación o encauzamiento del agua por los procedimientos mencionados se denomina *drenaje* (véase artículo 21). Los pozos de drenaje son comúnmente revestidos con caños perforados y los conductos consisten en cañerías con sus juntas abiertas o en caños perforados. Entre el suelo natural y los caños se coloca una capa de material grueso para que actúe como *filtro*. Para que un filtro cumpla su cometido en forma eficiente, su material debe satisfacer ciertas condiciones granulométricas. Si los vacíos del material son mucho mayores que las partículas más finas del suelo adyacente en contacto con el filtro, dichas partículas son poco a poco arrastradas a los intersticios del mismo, terminando por obstruir el escurrimiento del agua. Si por el contrario, los vacíos del filtro son del mismo tamaño que los del suelo, el filtro puede ser poco a poco lavado por arrastre hacia el conducto subterráneo. Ambas condiciones son igualmente indeseables. Para evitarlas, el filtro debe estar formado de un material cuya granulometría ha de ajustarse a ciertos requerimientos. Se dice que tal tipo de material constituye *un filtro* del suelo que protege.

Los requerimientos esenciales que deben cumplir los materiales para

Tabla 11.2

Requerimientos a cumplir por los materiales a utilizar para filtro (según USBR 1963)

Características de los materiales para filtro	Razón $R_{80}$	Razón $R_{15}$
Distribución granulométrica uniforme ( $U = 3$ a $4$ )	5 a 10	—
Bien graduado a pobremente graduado (no uniforme) granos subangulares	12 a 58	12 a 40
Bien graduado a pobremente graduado (no uniforme) partículas angulares	9 a 30	6 a 18
$R_{80} = \frac{D_{80} \text{ del material de filtro}}{D_{80} \text{ del material a ser protegido}} \quad R_{15} = \frac{D_{15} \text{ del material de filtro}}{D_{15} \text{ del material a ser protegido}}$		

*Nota:* Si el material a ser protegido se extiende desde grava (más del 10 % retenido en el tamiz N° 4) hasta limo (más del 10 % que pasa el tamiz N° 200), los límites deben basarse en la fracción que pasa el tamiz N° 4. El tamaño máximo del material de filtro no debe exceder de 3". Los filtros no deben contener más del 5 % que pasa el tamiz 200. Las curvas granulométricas del filtro y del material a ser protegido, dibujadas en el gráfico semilogarítmico, deben ser aproximadamente paralelas en la zona de los granos de tamaño más fino.

filtro se han determinado por experimentación (Terzaghi, 1922, USBR, 1947). Se basan principalmente en la distribución granulométrica del filtro en relación con la de los materiales a ser protegidos y se resumen en la tabla 11.2.

Si un filtro separa un suelo grueso de uno fino con tamaños muy diferentes, para cumplir con las exigencias requeridas por cada uno de ellos, se deben usar materiales distintos. En estos casos, como es siempre deseable reducir las pérdidas de carga debidas al escurrimiento a través del filtro al menor valor compatible con los requerimientos granulométricos, el filtro se construye de varias capas. Cada una de estas capas satisface, con respecto a la capa precedente, las condiciones indicadas en la tabla 11.2, formándose un filtro compuesto que se conoce como *filtro graduado*.

La descarga de agua en el límite entre un suelo grueso y un suelo fino puede producir arrastre o erosión del material fino si la velocidad del agua es grande. La erosión generalmente comienza con la formación de pequeños manantiales en diferentes puntos del límite entre suelos, donde se inicia la erosión de canales que poco a poco progresan hacia el interior del suelo fino y hacia la zona de entrada del agua. El proceso se conoce como *erosión retrógrada*. Es una de las amenazas más peligrosas que existen para los diques de embalse, siendo la causante de los desastres más catastróficos ocurridos en tales tipos de obras (artículo 63). Como la erosión no puede producirse sin que una gran cantidad de suelo sea poco a poco lavada y arrastrada, se controla en forma efectiva construyendo filtros en todas las zonas donde exista alguna posibilidad de que se produzcan manantiales.

### Problemas

1. En un permeámetro de carga hidráulica constante se ensayó una muestra de arena gruesa de 15 cm de altura y 5,5 cm de diámetro, bajo una carga hidráulica de 40 cm, por un periodo de 6 segundos. La cantidad de agua escurrida fue de 400 gr. Calcúlese el coeficiente de permeabilidad para la relación de vacíos y temperatura del ensayo.

*Solución:*  $k = 1,05 \text{ cm/seg.}$

2. Un estrato de arena consta de tres capas horizontales de igual espesor. El valor de  $k$  para la capa superior e inferior es de  $1 \times 10^{-4} \text{ cm/seg}$  y el de la capa intermedia  $1 \times 10^{-2} \text{ cm/seg}$ . ¿Cuál es la relación entre el coeficiente de permeabilidad medio del estrato en sentido horizontal y en sentido vertical?

*Solución:* 23 a 1.

3. Una muestra de arena graduada de partículas redondeadas tiene una relación de vacíos de 0,62 y un coeficiente de permeabilidad de  $2,5 \times 10^{-3} \text{ cm/seg}$ . Estímese el valor de  $k$  para el mismo material a una relación de vacíos igual a 0,73.

*Solución:*  $k = 3,5 \times 10^{-3} \text{ cm/seg.}$

## ART. 12 TENSION EFECTIVA, TENSION NEUTRA, GRADIENTE HIDRÁULICO CRÍTICO

### *Tensión efectiva, tensión neutra*

La figura 12.1a indica la sección transversal de una capa delgada de suelo que cubre el fondo de un recipiente. Si se aplica una carga  $p$ , por unidad de área, en la superficie de la muestra, cubriéndola, por ejemplo,

con municiones de plomo, la relación de vacíos del suelo disminuye de  $e_0$  a  $e_1$ . La presión  $p$  produce también un cambio de las otras propiedades mecánicas del suelo, como su resistencia al corte. Por esta razón dicha carga se denomina *presión efectiva* y se designa con el símbolo  $\bar{p}$ .

Ahora bien, si se llena de agua el recipiente hasta una altura  $h_w = p/\gamma_w$ , la tensión normal en una sección horizontal de la muestra es también aumentada en  $p$ , pero, a diferencia del anterior, el incremento de presión

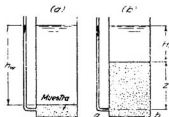


Fig. 12.1. Aparato para demostrar la diferencia entre presión efectiva y presión neutra.

debido al peso del agua no tiene influencia apreciable alguna sobre la relación de vacíos o cualquier otra propiedad mecánica del suelo. Por ello, la presión producida por la carga de agua se denomina *presión neutra*. Se dice que es nula cuando iguala a la presión atmosférica, de modo que la presión neutra es igual a la altura piezométrica  $h_w$  multiplicada por la densidad del agua  $\gamma_w = 1 \text{ gr/cm}^3$ .

$$u_w = \gamma_w h_w \quad (12.1)$$

La presión normal total  $p$  en cualquier punto de una sección a través de un suelo saturado está formada, por tanto, de dos partes. Una parte,  $u_w$ , actúa en el agua y en el sólido con igual intensidad en todas las direcciones. Esta parte se conoce como la *presión neutra* o la *presión de poros*. La parte restante  $\bar{p} = p - u_w$  representa un excedente sobre la presión neutra  $u_w$  y tiene su asiento exclusivamente en la fase sólida del suelo. Esta fracción de la presión total se llama la *presión efectiva*.

Un cambio de presión neutra, que no implique un cambio simultáneo de presión efectiva, no produce prácticamente variación alguna de volumen y no tiene influencia detectable en las condiciones de tensión que conducen a la rotura, mientras que todos los efectos medibles de un cambio de tensión, como la compresión, la distorsión, y una modificación en la resistencia al corte se deben exclusivamente a variaciones en la tensión efectiva  $\bar{p}$ . Por ello, toda investigación de la estabilidad o del asentamiento de una masa de suelo saturado requiere el conocimiento de ambas, la tensión total y la neutra. Se concluye que la expresión:

$$p = \bar{p} + u_w \quad (12.2)$$

es una de las fórmulas más importantes de la mecánica de los suelos (Terzaghi, 1936b).

La parte inferior del recipiente indicado en la figura 12.1b contiene un suelo saturado de peso unitario  $\gamma$ . El nivel del agua alcanza una altura  $H_1$  por arriba de la superficie del suelo, de modo que después de establecido el equilibrio, la carga piezométrica o altura piezométrica  $h_w$  a una profundidad  $z$  es igual a  $H_1 + z$  y la tensión neutra igual a:

$$u_w = (H_1 + z)\gamma_w \quad (12.3)$$

La tensión normal total es:

$$p = H_1\gamma_w + z\gamma \quad (12.4)$$

de modo que la tensión efectiva a la profundidad  $z$  resulta:

$$\bar{p} = p - u_w = H_1\gamma_w + z\gamma - (H_1 + z)\gamma_w = z(\gamma - \gamma_w) = z\gamma' \quad (12.5)$$

en la cual:

$$\gamma' = \gamma - \gamma_w \quad (12.6)$$

La cantidad  $\gamma'$  se denomina *peso unitario del suelo sumergido* y es igual a la diferencia entre el peso unitario  $\gamma$  del suelo saturado y el peso específico del agua  $\gamma_w = 1 \text{ g/cm}^3$ .

### Gradiente hidráulico crítico

Al derivar la ecuación 12.5 se supuso que el agua contenida en los vacíos del suelo se encontraba en reposo. Si, en cambio, el agua se encuentra en movimiento y filtra a través de los poros, la ecuación 12.5 debe ser sustituida por una expresión que contenga el gradiente hidráulico  $i$ .

El efecto que produce un gradiente hidráulico puede ser demostrado

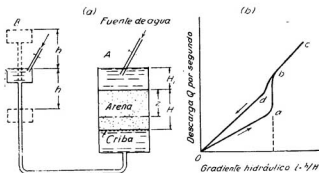


Fig. 12.2. (a) Aparato para demostrar las condiciones hidráulicas que conducen a la ebullición de la arena; (b) relación entre el gradiente hidráulico ascendente y la descarga de agua por el plano superior de la arena en el aparato indicado en (a).

por medio del aparato indicado en la figura 12.2a, en la cual, A es un recipiente cilíndrico que contiene una capa de arena densa colocada sobre una chapa perforada o criba. La capa tiene un espesor  $H$  y la boca del recipiente se encuentra a una altura  $H_1$  sobre la superficie de la capa de arena. La chapa perforada comunica con un recipiente B por medio de un tubo. El nivel del agua en ambos recipientes A y B se mantiene constante, así que cualquiera sea el nivel del recipiente B, la presión total  $p$  en una sección horizontal a una profundidad  $z$  debajo de la superficie de la arena es siempre igual a  $p$  (ecuación 12.4). La correspondiente presión efectiva  $\bar{p}$  es igual a:

$$\bar{p} = p - u_w$$

Por lo tanto, si la presión neutra del agua aumenta o disminuye en  $\Delta u_w$ , la presión efectiva disminuye o aumenta en la misma cantidad:

$$\Delta \bar{p} = - \Delta u_w \quad (12.7)$$

Mientras el nivel del agua de ambos recipientes sea el mismo, la presión efectiva a la profundidad  $z$  permanece igual a  $p = z\gamma'$  (ecuación 12.5). Si se hace descender al recipiente B en una altura  $h$ , el agua filtra hacia abajo a través de la arena por acción del gradiente hidráulico  $i = h/H$ . La presión neutra a la profundidad  $H$  se reduce en la cantidad  $h\gamma_w = iH\gamma_w$  y aquella correspondiente a una profundidad cualquiera  $z$  se reduce proporcionalmente en la cantidad  $\Delta u_w = iz\gamma_w$ , de modo que la presión efectiva aumenta en la misma cantidad.

Si por el contrario, se levanta el recipiente B en una altura  $h$ , la presión neutra a la profundidad  $z$  aumenta en  $\Delta u_w = iz\gamma_w$  y la presión efectiva disminuye al valor:

$$\bar{p} = z\gamma' - iz\gamma_w \quad (12.8)$$

El aumento  $\Delta u_w$  de la presión neutra tiene como causa exclusiva el paso del agua de los poros del estado estacionario al estado de filtración y origina un cambio igual también a  $\Delta u_w$  en la presión efectiva de la arena, cambio que se denomina *presión de filtración*. Esta presión es producida por la fricción entre el agua en movimiento y las paredes de los vacíos del suelo, fricción que tiende a "arrastrar" dichas paredes. Si el agua circula hacia abajo, la corriente "arrastra" en la misma dirección las partículas del suelo y aumenta la presión efectiva en la arena. Si el agua circula hacia arriba, la fricción entre el agua y las paredes de los vacíos tiende a levantar los granos del suelo. En este caso, cuando el gradiente hidráulico  $i$  de la ecuación 12.8 alcanza el valor:

$$i_c = \frac{\gamma'}{\gamma_w} \quad (12.9)$$

la presión efectiva se hace igual a cero en todo punto de la masa de arena. En otras palabras, la presión media de filtración se hace igual al peso de la arena sumergida. El valor  $i_c$  representa el *gradiente hidráulico crítico*.

La figura 12.2b ilustra el efecto mecánico de la filtración ascendente del agua en las propiedades de la arena. En este diagrama, las abscisas representan el gradiente hidráulico y las ordenadas las descargas de agua  $Q$  en la unidad de tiempo. La curva  $Oabc$  representa la relación entre la descarga y el gradiente hidráulico, cuando éste es gradualmente incrementado. Mientras  $i$  es menor de  $i_c$ , la descarga aumenta de acuerdo con la ley de Darcy (ecuación 11.6), en proporción directa con  $i$  y el valor de  $k$  permanece constante, lo que indica que la posición mutua de los granos de arena permanece prácticamente inalterada. Pero, en el instante en que  $i$  se hace igual a  $i_c$ , la descarga aumenta de repente como consecuencia de un aumento correlativo del coeficiente de permeabilidad (Terzaghi 1929a). Si sobre la capa de arena descansaba un peso, éste se hunde como si la arena fuese un líquido. Si se continúa incrementando  $i$ , la descarga aumenta nuevamente en proporción directa al gradiente hidráulico y el coeficiente de permeabilidad retiene el valor alcanzado inmediatamente después de excedido el gradiente hidráulico crítico. La merma de la descarga causada por una reducción gradual del gradiente hidráulico desde un valor superior a  $i_c$ , viene indicada por la línea  $cbdO$ . Tan pronto como  $i$  se hace aproximadamente igual a  $i_c$ , la permeabilidad disminuye para permanecer después constante nuevamente si  $i$  decrece aún más. Como la línea  $bdO$  está situada por arriba de  $Oab$ , el coeficiente de permeabilidad que le corresponde es mayor que el valor original, lo que sugiere que el hecho representado por el escalón  $ab$  de la línea  $Oab$  trae consigo una reducción permanente en la densidad de la arena.

El fenómeno representado por la porción  $ab$  de la curva va acompañado de una agitación violenta y visible de las partículas del suelo y por ello se lo distingue como *ebullición* de la arena. En una excavación a cielo abierto, la arena empieza a bullir toda vez que el agua subterránea asciende hacia el fondo de aquélla con un gradiente hidráulico mayor que el valor crítico  $i_c$ . Muchas veces se ha afirmado que la ebullición se produce solo en ciertos tipos de arenas, conocidas como arenas fluidas, de modo que resulta oportuno recalcar que dicho fenómeno ocurre en todas las arenas, y aun en las gravas, tan pronto como el gradiente hidráulico se hace igual a  $i_c$ . El término arena fluida debe ser reservado para los miembros de un pequeño grupo de arenas muy finas y muy sueltas capaces de transformarse en "fluidas" aun cuando el gradiente hidráulico del agua de filtración sea menor del valor crítico y sin que exista una provocación externa perceptible. Lo poco que se conoce con respecto a las características reales de las arenas fluidas se estudia en el artículo 17.

La ebullición de las arenas comunes puede ser evitada construyendo un filtro cargado sobre el área de la cual emerge el agua de filtración. Un filtro bien proyectado no tiene prácticamente efecto alguno sobre las tensiones neutras del suelo, de donde se deduce que todo su peso sirve para aumentar las tensiones efectivas y mantener las partículas de arena en su posición original.

### Problemas

1. Una arena compuesta de elementos sólidos con peso específico 2,60 gr por cm cúbico tiene una relación de vacíos de 0,572. Calcule el peso unitario de la arena seca, de la arena saturada y compare estos valores con el peso unitario efectivo de la arena sumergida.

Solución:  $\gamma_s = 1,65$ ;  $\gamma = 2,02$ ;  $\gamma' = 1,02$  gr/cm<sup>3</sup>.

2. En un espeso depósito de arena muy fina, la napa freática se encuentra a 1,20 metros debajo de la superficie. Sobre la napa, el suelo se encuentra saturado de agua capilar. El peso unitario de la arena saturada es 2000 kg por m cúbico. ¿Cuál es la presión vertical efectiva sobre un plano horizontal situado 4,00 m debajo de la superficie?

Solución: 0,52 kg/cm<sup>2</sup>.

3. Un estrato sumergido de arcilla tiene un espesor de 15 m. El contenido medio de humedad de las muestras tomadas del estrato es del 54 por ciento y el peso específico absoluto de sus elementos sólidos de 2,78 gr por cm<sup>3</sup>. Se desea saber cuál es la presión vertical efectiva en el fondo del estrato, originada por el peso del mismo.

Solución: 1,07 kg/cm<sup>2</sup>.

4. El peso específico absoluto de las partículas de una arena es de 2,66 gr por cm cúbico y su porosidad, en estado suelto, del 45 por ciento y, en estado denso, del 37 por ciento. ¿Cuál es el gradiente hidráulico crítico para ambos estados?

Solución: 0,91; 1,05.

5. En un estrato de arcilla resistente saturado, de peso unitario 1750 kg por metro cúbico, se efectuó una gran excavación a cielo abierto. Cuando la excavación había alcanzado 7,50 m, el fondo comenzó a elevarse fisurándose poco a poco hasta que finalmente la excavación fue inundada por el ascenso de una mezcla de arena y agua. Perforaciones efectuadas *a posteriori* indicaron que debajo del estrato de arcilla, que se extendía hasta una profundidad de 11 metros, existía una capa de arena. Se desea saber hasta qué altura hubiese ascendido el agua, por arriba de la capa de arena, si antes de la excavación se hubiera efectuado una perforación.

Solución: 6,10 metros por encima del plano superior del estrato de arena.

### Lecturas seccionadas

A. W. Skempton trata la historia y la importancia del concepto de la tensión efectiva en "Terzaghi's discovery of effective stress" en *From theory to practice in soil mechanics*, New York, Wiley, 1960, págs. 42-53.

## ART. 13 COMPRESIBILIDAD DE ESTRATOS CONFINADOS DE SUELO

### Introducción

Si las zapatas de fundación de un edificio se encuentran apoyadas directamente sobre una capa de arcilla blanda, es probable que sufran un asentamiento excesivo y que quizás lleguen hasta a hundirse en el suelo. Condiciones tan desfavorables del suelo de fundación se perciben fácilmente, de modo que los proyectistas reconocen generalmente las posibles dificultades y establecen sus fundaciones sobre pilotes o pilares que atraviesan la capa blanda y descansan sobre estratos firmes.

Por el contrario, si debajo de un espeso estrato de arena existe una capa delgada de arcilla blanda, las consecuencias que puede traer la presencia de dicha capa no son tan fáciles de prever. Antes del advenimiento de la mecánica de suelos muchos ingenieros creían que el asentamiento de una zapata dependía exclusivamente de la naturaleza del suelo situado inmediatamente debajo de ella, de modo que si la arcilla blanda se encontraba situada a más de 3 ó 4 metros por debajo de la cota de fundación, su existencia era comúnmente ignorada. Aun hoy hay ingenieros que olvidan tener en cuenta su presencia, sin considerar que la consolidación gradual de la arcilla por el peso del edificio puede originar asentamientos excesivos y no uniformes (véase artículo 54).

A causa de la relativa frecuencia con que han aparecido asentamientos no previstos, originados por este tipo de situación, la compresibilidad de los estratos confinados de arcilla ha recibido una atención creciente durante las últimas décadas. Se han desarrollado, como consecuencia, métodos que permiten calcular o estimar la magnitud y la distribución de los asentamientos que se producen en tales casos específicos, de modo que si se considera que éstos resultan excesivos, es siempre posible modificar el proyecto de las fundaciones antes de iniciar su construcción.

La adherencia y la fricción en los bordes de los estratos confinados de arcilla impiden que éstos se expandan en sentido horizontal; así que los datos necesarios para calcular los asentamientos causados por la compresión de estratos confinados de arcilla pueden obtenerse efectuando ensayos sobre muestras del material mantenidas lateralmente confinadas\*.

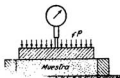


Fig. 13.1. Aparato para realizar ensayos de compresión lateralmente confinada sobre muestras de suelo.

### Método de ensayo

El ensayo de compresión confinada o ensayo de consolidación se realiza colocando una muestra de arcilla dentro de un aro, como lo indica la figura 13.1, y cargándola uniformemente por la interposición de un disco rígido. La compresión del suelo es medida utilizando un dial o comparador micrométrico. Si el suelo está saturado, la muestra se coloca entre dos piezas porosas que permitan el escape del agua durante la compresión.

Los resultados del ensayo se presentan gráficamente indicando en escala natural la relación de vacíos  $e$  en el eje vertical y la presión  $p$  en el eje

\* Debe entenderse que estos ensayos son en verdad representativos solamente para estratos confinados relativamente delgados respecto al tamaño de la fundación. (N. del T.)

horizontal. La curva resultante se denomina *curva e-p*. Es corriente también dibujar tomando *e* en escala natural y *p* en escala logarítmica, y en este caso se obtiene la *curva e-log p*. Como las dos formas de indicar las curvas de consolidación tienen sus ventajas, en esta obra se utilizan ambos diagramas.

Antes de seguir adelante debe hacerse un distingio entre los suelos considerados en su estado natural y aquellos en los que su estructura original ha sido destruida por un amasado (véase artículo 7). Las partículas de un suelo amasado alcanzan su posición final bajo el efecto de un proceso que involucra el desplazamiento de los puntos de contacto previamente existentes entre las mismas, mientras que las partículas de un estrato natural han sido depositadas grano por grano, de modo que no es de extrañar que las masas resultantes tengan estructuras muy distintas. Además, en un depósito natural, las partículas de la mayoría de los suelos no han cambiado sus posiciones relativas en cientos o aun miles de años, mientras que en un suelo amasado o en un polvo mineral obtenido artificialmente, dichas posiciones datan de solo pocas horas o días antes de realizarse el ensayo. Un punto de contacto de larga duración puede dar lugar al desarrollo de una cohesión molecular entre los granos, que no existe en el caso de suelos amasados. Por estas razones, la correspondencia entre presión y relación de vacíos para suelos amasados puede ser muy distinta de la existente en el caso de suelos inalterados, así que se tratan separadamente.

### Compresibilidad de minerales triturados y de suelos amasados

La figura 13.2a muestra varias curvas *e-p* típicas, y la figura 13.2b las mismas curvas dibujadas en escala *e-log p*. Las curvas *a*, *b* y *d* de la figura 13.2a ilustran el efecto de la forma de los granos sobre la compresión

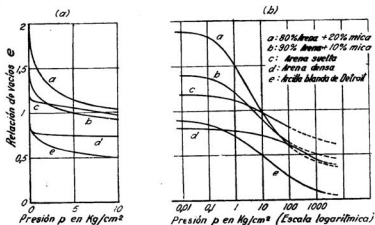


Fig. 13.2. Resultados de ensayos a la compresión lateralmente confinada sobre muestras de suelo preparadas en laboratorio. (a) Curvas  $e-p$  típicas; (b) las mismas curvas representadas en escala  $e-\log p$ .

bilidad del suelo. La curva *a* corresponde a una mezcla de 80 por ciento de arena y 20 por ciento de mica; la curva *b* al 90 por ciento de arena y 10 por ciento de mica y la curva *d* al 100 por ciento de arena. Todas las muestras fueron previamente compactadas con una varilla metálica y luego vibradas (Gilboy, 1928). Estas curvas demuestran que la compresibilidad aumenta rápidamente al incrementarse el porcentaje de partículas en forma de escamas. La figura 13.2a indica además que la inclinación media de la curva *d*, de la arena densa, es mucho menor que la que corresponde a la curva *c* de la misma arena en estado suelto, y que la relación de vacíos de una arena suelta, aun bajo una presión muy grande, es mayor que la que tiene la misma arena en estado denso bajo presión nula.

La figura 13.2a muestra también que la curva *e-p*, que corresponde a una muestra de arcilla blanda amasada, es muy similar a la curva que se

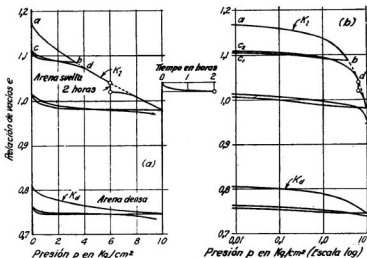


Fig. 13.3. (a y b) Relación entre *e* y *p* para ensayos a la compresión lateralmente confinada de arenas.

obtiene para una mezcla de 90 por ciento de arena y 10 por ciento de mica, con la diferencia de que la relación de vacíos de la arcilla bajo una presión dada es mucho menor que la relación de vacíos de la mezcla arena-mica bajo la misma presión.

Todas las curvas *e-log p* indicadas en la figura 13.2b tienen ciertas características en común: se inician con una tangente horizontal y probablemente terminan con una tangente que es también casi horizontal, estando los dos trozos extremos unidos por una parte central bastante recta. Para las arenas, la parte central es recta para presiones comprendidas entre apro-

ximadamente 10 y 100 kg por cm cuadrado, presión esta última a la cual se inicia la trituración de los granos, lo que origina un aumento en la inclinación de la curva. Esta inclinación permanece después constante hasta aproximadamente 1000 kg por cm cuadrado, a partir de cuya presión comienza nuevamente a disminuir (Hendrom, 1963). La inclinación de la parte media de las curvas obtenidas con las arcillas blandas amasadas disminuye tan poco para presiones comprendidas entre 1 y 2000 kg por cm cuadrado que las curvas pueden tomarse como líneas rectas en toda esta extensión (Akagi, 1960). La parte media de las curvas obtenidas con mezclas de arena y mica son prácticamente rectas para presiones comprendidas entre 1 y 10 kg por cm cuadrado. Más allá de esta presión, la inclinación de las curvas disminuye hasta alcanzar una tangente casi horizontal.

Dos fenómenos más son de un interés especial en relación con la compresibilidad de los suelos en general. Éstos son: la forma en que progresa con el tiempo la compresión y el cambio de volumen causado por la remoción temporal de la carga.

La figura 13.3 ilustra sobre las relaciones entre tiempo y compresión en el caso de arenas. En esta figura  $K_i$  representa la forma en que disminuye la relación de vacíos de una arena suelta cuando la presión aumenta de manera continua y bastante rápidamente. Si se interrumpe el incremento de la carga, la relación de vacíos sigue disminuyendo a carga constante, como lo indica el escalón vertical de la curva  $e-p$  y como lo muestra además la curva  $e$ -tiempo correspondiente a dicho paso. Si después de una interrupción se reanuda el aumento de carga a la misma velocidad anterior, la curva  $K_i$  empalma suavemente hasta confundirse con la curva que se

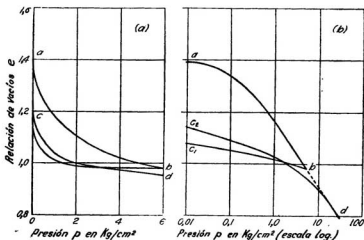


Fig. 13.4. Relación entre  $e$  y  $p$  para una muestra densa, lateralmente confinada, compuesta de 90 por ciento de arena y 10 por ciento de mica.

hubiese obtenido si no hubiera habido interrupción alguna. La disminución en la relación de vacíos que se produce a carga constante es debida a un retardo en el ajuste de la posición de los granos a la nueva presión aumentada.

Efectos similares que corresponden a causa idéntica se observan también cuando una muestra de arcilla amasada es sometida a ensayo. En este caso, sin embargo, dichos efectos vienen combinados con otro mucho más importante: el retardo producido por la baja permeabilidad de la arcilla. A causa de este retardo, por el cual la deformación bajo una carga dada necesita cierto tiempo para producirse, una curva  $e-p$  no tiene sentido físico definido, a menos que cada punto corresponda a un estado para el cual la relación de vacíos a carga constante ha alcanzado también un valor constante.

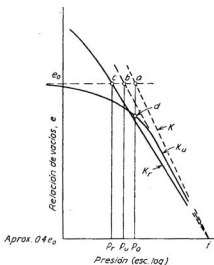
La figura 13.3 muestra también el cambio producido en la relación de vacíos cuando se retira temporariamente la carga. El efecto proveniente de la remoción de la carga está representado por la *curva de descarga*  $bc$ ; y aquel que resulta de una nueva aplicación, por la *curva de recompresión*  $cd$ . En el caso de arcillas,  $bc$  se distingue como la *curva de hinchamiento*. El área comprendida entre la curva de descarga y la de recompresión es lo que se conoce como un *lazo de histéresis*. Los lazos de histéresis para los distintos suelos difieren solo por su inclinación y su ancho. En los diagramas dibujados en escala aritmética son cóncavos hacia arriba, mientras que en escala semilogarítmica son cóncavos hacia abajo. La figura 13.4 muestra un lazo de histéresis para una mezcla compuesta de 90 por ciento de arena y 10 por ciento de mica. Los lazos de histéresis de las arcillas amasadas son muy similares a éste.

### ***Arenas inalteradas***

En la naturaleza todas las arenas se encuentran más o menos estratificadas. La compresibilidad de un depósito estratificado en la dirección de los planos de estratificación es algo menor que en una dirección normal a éstos. Además, la mayoría de las arenas naturales contienen al menos algún vestigio de material cementante y, por arriba de la napa freática, siempre contienen algo de humedad, factores ambos que producen cohesión. Por otro lado, algunas arenas tienen en estado natural una densidad relativa mayor de la que se puede obtener en el laboratorio por cualquier método artificial que no sea la vibración. Otras arenas tienen en su estado natural una estructura muy inestable que puede aproximarse en el laboratorio solo preparando probetas extremadamente sueltas, con procedimientos especiales (artículo 17). Estos hechos sugieren que la estructura de las arenas en la naturaleza puede ser algo diferente de la que adquieren en muestras preparadas en el laboratorio. Sin embargo, si las relaciones de vacíos de arenas idénticas son las mismas en ambos casos, en general, sus compresibilidades son también aproximadamente iguales.

### Arcillas inalteradas no sensitivas normalmente consolidadas

El estudio que sigue será limitado a aquellas arcillas que nunca estuvieron sometidas a una presión mayor que la que corresponde a su cubierta actual, es decir, de la que soportan al presente por efecto de las capas de suelo situadas sobre ellas. Tales arcillas se conocen como *normalmente consolidadas*. La experiencia acumulada indica que el contenido natural de humedad  $w$  de las arcillas normalmente consolidadas se encuentra comúnmente cerca del límite líquido  $L_w$ . Si  $w$  está muy por debajo de  $L_w$ , la excepción a la regla se debe en general a que la sensibilidad de la arcilla



13.5. Relaciones entre  $e$  y  $p$  para una arcilla de sensibilidad ordinaria;  $K_r$ , para la arcilla amasada;  $K_u$ , para la muestra inalterada de arcilla en el laboratorio;  $K$ , para la arcilla en estado natural en el terreno.

(artículo 7) es excepcionalmente baja. Por el contrario, si  $w$  es mucho mayor que  $L_w$ , dicha excepción se debe, en general, a que la arcilla tiene una alta sensibilidad. De cualquier modo, las arcillas normalmente consolidadas son siempre blandas hasta profundidades considerables.

Con el objeto de obtener datos con respecto a la compresibilidad de un estrato confinado de arcilla normalmente consolidada no sensitiva situada a una profundidad  $D$ , se ensaya una muestra inalterada del material, tomada de dicha profundidad efectuando una perforación. En la figura 13.5, las coordenadas del punto  $a$  representan la relación natural de vacíos  $e_0$  de la muestra y la presión efectiva  $p_0$  a que el suelo a la profundidad  $D$  se encuen-

tra sometido por efecto del peso de la cubierta. La presión  $p_0$  es igual a la suma del peso del suelo sumergido situado entre la profundidad  $D$  y la napa freática y el peso total, suelo más humedad, del material situado por encima de la napa.

Durante la toma de muestra, la presión que soporta la arcilla es reducida a un valor muy pequeño, mientras que su contenido de humedad permanece casi inalterado. En la figura 13.5 este proceso viene representado por la línea punteada  $ae_0$ . Si la presión en la muestra es nuevamente aumentada sometiendo el suelo a un ensayo de consolidación, la relación de vacíos de las arcillas ordinarias de baja o mediana sensibilidad disminuye al aumentar la carga, siguiendo la ley indicada por la línea  $K_u$ . La parte curva de  $K_u$ , que representa la recompresión del material y es similar a la curva  $c_d$  de la figura 13.4b, empalma con una línea recta. La prolongación hacia arriba de la parte recta de  $K_u$  corresponde a la tangente  $db$  de la curva  $c_d$  de la figura 13.4b e intersecta a la horizontal trazada por el punto  $a$ , figura 13.5, en el punto  $b$ . La experiencia indica que, para arcillas normalmente consolidadas, el punto  $b$  se encuentra siempre situado a la izquierda del punto  $a$ .

Si se toma la misma muestra de arcilla y mezclándola con agua se la transforma en una pasta espesa para consolidarla luego gradualmente, someténdola a cargas crecientes, se obtiene en el diagrama  $e$ -log  $p$ , la línea  $K_r$  de la figura 13.5. Por debajo del punto  $c$  esta línea es casi una recta y, si bien su inclinación es algo menor que la de la parte recta de  $K_u$ , su prolongación hacia abajo intersecta la continuación de la parte recta de  $K_u$  en un punto  $f$ , que corresponde a una relación de vacíos aproximadamente igual a  $0,4e_0$  (Schmertmann, 1953).

La línea de consolidación  $K$ , que representa la relación real entre  $e$  y el log  $p$  en el terreno, debe pasar, como es obvio, por el punto  $a$ . A pesar de ello, ninguna de las dos curvas de laboratorio,  $K_u$  y  $K_r$ , pasa por dicho punto, resultando entonces evidente que la línea  $K$  puede solo ser determinada por medio de una extrapolación de los resultados obtenidos de los ensayos de laboratorio. Como las dos líneas  $K_u$  y  $K_r$  son rectas y se intersectan aproximadamente a la altura  $e = 0,4e_0$ , parece razonable suponer que la línea  $e$ -log  $p$  del suelo en el terreno sea también una línea recta que, pasando por el punto  $a$ , al ser prolongada hacia abajo corte la ordenada  $e = 0,4e_0$  en el punto  $f$ . La línea así obtenida, se llama *línea de consolidación en el terreno*.

Si no se dispone de muestras inalteradas, el punto  $f$  puede ser determinado con suficiente aproximación por medio de una línea  $e$ -log  $p$  para una muestra amasada,  $K_r$  de la figura 13.5, siempre que la carga sea llevada por lo menos hasta 20 kg por cm cuadrado.

El valor de la relación  $p_u/p_0$  entre las presiones representadas por las abscisas de  $b$  y  $a$ , figura 13.5, indica hasta qué grado la estructura de la muestra ha sido alterada. Los valores de esta relación oscilan entre 0,3 y 0,7, con un término medio de 0,5, con la característica de que una dispersión considerable de valores es muy común aun para muestras tomadas con un mismo sacamuestras de una misma perforación. Se deduce, por lo tanto, que el valor de  $p_u/p_0$  depende en gran parte de factores accidentales, tales

como las variaciones en la sensibilidad de la arcilla y de si la probeta ensayada fue tomada de la parte superior, media o inferior del tubo sacamuestras.

Las líneas *K* de consolidación en el terreno (fig. 13.5) sirven de base para el cálculo de los asentamientos de las estructuras situadas sobre estratos confinados de arcillas normalmente consolidadas \*. El peso de la estructura o del terraplén, según sea el caso, incrementa la presión a que está sometida la arcilla desde  $p_0$  al valor  $p_0 + \Delta p$  y origina una disminución de la relación de vacíos desde  $e_0$  hasta  $e$ . Se puede, entonces, dentro del intervalo  $p_0, p_0 + \Delta p$ , escribir:

$$e_0 - e = \Delta e = a_v \Delta p$$

El valor:

$$a_v (\text{cm}^2/\text{gr}) = \frac{e_0 - e}{\Delta p (\text{gr}/\text{cm}^2)} \quad (13.1)$$

se llama *coeficiente de compresibilidad* dentro del intervalo  $p_0, p_0 + \Delta p$ . Para una diferencia de presión dada, el valor del coeficiente de compresibilidad disminuye a medida que la presión aumenta.

La disminución de porosidad  $\Delta n$ , por unidad de volumen original de suelo, que corresponde a la disminución  $\Delta e$ , puede calcularse utilizando la ecuación 6.2:

$$\Delta n = \frac{\Delta e}{1 + e_0}$$

donde  $e_0$  es la relación de vacíos inicial. Resulta entonces:

$$\Delta n = \frac{a_v}{1 + e_0} \Delta p = m_v \Delta p \quad (13.2)$$

en la cual:

$$m_v (\text{cm}^2/\text{gr}) = \frac{a_v (\text{cm}^2/\text{gr})}{1 + e_0} \quad (13.3)$$

se denomina *coeficiente de compresibilidad volumétrica* y representa la compresión de la arcilla por unidad de espesor original bajo la influencia de un aumento unitario de presión. Si  $H$  es el espesor de una capa de arcilla que se encuentra solicitada bajo una presión  $p$ , un aumento de presión  $\Delta p$  reduce el espesor del estrato en el valor:

$$S = H \cdot \Delta p \cdot m_v \quad (13.4)$$

\* Como repetida y sistemáticamente lo especifican los autores, con el ensayo de consolidación se obtienen las características de deformación de *estratos confinados de arcilla*. Sirve por tanto para calcular los asentamientos que producen aquellos estratos de suelos que cumplen con esa condición. En particular, la experiencia ha ido demostrando que es solo aplicable estrictamente a un muy limitado rango de problemas en los que interviene una capa de arcilla normalmente consolidada, relativamente delgada respecto al ancho de la fundación y que se ve sometida a una carga que en su espesor puede considerarse como uniformemente distribuida o bien poco variable. En casos diversos proporciona soluciones que pueden llegar a ser solo groseramente aproximadas y aún muy alejadas de la realidad. (N. del T.)

La línea  $K$ , de consolidación en el terreno de las arcillas ordinarias, tiene en un diagrama semilogarítmico la forma de una línea recta, como lo indica la figura 13.5, y puede ser expresada por la ecuación:

$$e = e_0 - C_c \log_{10} \frac{p_0 + \Delta p}{p_0} \quad (13.5)$$

en la cual  $C_c$  (coeficiente sin dimensión), llamado *índice de compresión*, es igual a la tangente del ángulo de inclinación de la parte recta de  $K$ . Al contrario de lo que ocurre con  $a_e$  y  $m_v$ , que disminuyen rápidamente al aumentar los valores de la presión  $p_0$ , el coeficiente  $C_c$  es una constante y la ecuación 13.5 que la contiene es válida dentro de un intervalo grande de presiones.

En un diagrama semilogarítmico, la curva de descarga, como la  $bc_1$  de la figura 13.4b, es también bastante recta dentro de un gran intervalo; así que para una disminución de presión desde  $p$  a  $p - \Delta p$ , dicha curva puede ser expresada por la ecuación:

$$e = e_1 + C_s \log_{10} \frac{p_0 + \Delta p}{p_0} \quad (13.5a)$$

en la que  $C_s$  (coeficiente sin dimensión), llamado *índice de hinchamiento*, es proporcional al aumento de volumen que se origina cuando se retira la carga que actúa sobre la arcilla.

Combinando la ecuación 13.5 con las 13.1 y 13.3 resulta:

$$a_e = \frac{C_c}{\Delta p} \log_{10} \frac{p_0 + \Delta p}{p_0} \quad (13.6)$$

y

$$m_v = \frac{C_c}{\Delta p(1 + e_0)} \log_{10} \frac{p_0 + \Delta p}{p_0} \quad (13.7)$$

Sustituyendo en la ecuación 13.4 el valor de  $m_v$ , se obtiene la compresión  $S$  que sufre el estrato confinado de arcilla normalmente consolidada:

$$S = H \frac{C_c}{1 + e_0} \log_{10} \frac{p_0 + \Delta p}{p_0} \quad (13.8)$$

Si la arcilla es amasada, su curva  $e$ - $\log p$  cambia de  $K$  a  $K_r$  (fig. 13.5), que es también una recta dentro de un intervalo extenso, y puede por tanto ser expresada por la ecuación:

$$e = e_0 - C_c' \log_{10} \frac{p_0 + \Delta p}{p_0} \quad (13.9)$$

análoga a la ecuación 13.5. El símbolo  $C_c'$ , que representa el índice de compresión de la arcilla amasada, es igual a la tangente del ángulo de inclinación de la parte recta de  $K_r$ . Sus valores para las distintas arcillas aumentan en forma consistente a medida que aumenta el límite líquido, como lo indica

la figura 13.6. Las abscisas de los puntos indicados en el diagrama representan el límite líquido  $L_w$ , y las ordenadas los valores correspondientes de  $C_e'$  para las diferentes arcillas. Las muestras fueron elegidas al azar y provienen de diferentes partes del mundo, incluyéndose en el conjunto tanto las arcillas ordinarias como las extrasensitivas. Todos los puntos están situados cerca de una línea recta de ecuación:

$$C_e' = 0,007 (L_w - 10 \%) \quad (13.10)$$

en la cual  $L_w$  es el límite líquido expresado en por ciento del peso seco de la arcilla. La dispersión de los valores reales de  $C_e'$  con respecto a los determinados por medio de la ecuación 13.10 varía entre  $\pm 30$  por ciento (Skempton, 1944).

Para una arcilla ordinaria normalmente consolidada de mediana o baja sensibilidad, las líneas  $K_r$  y  $K$  son rectas en una gran extensión de su desarrollo y los valores de  $C_e$  que corresponden a la línea  $K$  de consolidación en el terreno resultan aproximadamente iguales a  $1,30 C_e'$  (ecuación 13.10), es decir:

$$C_e \sim 1,30 C_e' = 0,009 (L_w - 10 \%) \quad (13.11)$$

Si se conoce el valor  $C_e$  de un estrato de arcilla, la compresión que produciría una sobrecarga  $\Delta p$  puede calcularse por medio de la ecuación 13.8. Para arcillas normalmente consolidadas, el valor de  $C_e$  puede ser estimado en forma aproximada utilizando la ecuación 13.11, de modo que puede determinarse el orden de magnitud del asentamiento probable de una estructura situada sobre un estrato de arcilla de este tipo, sin necesidad de hacer otros ensayos que la determinación de límites líquidos.

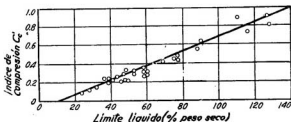


Fig 13.6. Relación entre límite líquido e índice de compresión para arcillas amasadas. (Según A. W. Skempton, 1944, y otros.)

### *Arcillas inalteradas preconsolidadas*

Se dice que una arcilla ha sido preconsolidada cuando alguna vez en su historia geológica ha estado sometida a una presión mayor de la que resulta de su cubierta actual. Esta mayor presión temporaria pudo haber sido causada por el peso de estratos de suelo que fueron luego erosionados,

por el peso de hielo que más tarde se derritió, o bien por desecación debida a que la arcilla estuvo temporariamente expuesta al aire. Si esta presión mayor  $\Delta p_0$  fue menor de unos 4 kilogramos por centímetro cuadrado, la arcilla puede encontrarse aún en estado blando; pero si fue mayor, la arcilla es compacta.

La figura 13.7 ilustra dos procesos geológicos que llevan a la preconsolidación de arcillas. Todos los estratos situados por arriba de la roca fueron depositados en un lago cuando el nivel del agua se encontraba por encima de la superficie actual del terreno alto. Luego parte de los estratos fueron erosionados y el contenido de humedad de la arcilla del estrato B aumentó un poco en la zona erosionada (a la derecha en la figura), y disminuyó considerablemente en la parte no erosionada (a la izquierda) a causa del descenso de la napa freática. Con respecto a su cubierta actual,

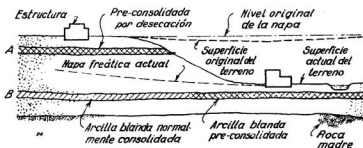


Fig. 13.7. Diagrama que indica dos procesos geológicos conducentes a la preconsolidación de arcillas.

la arcilla de la derecha es una arcilla blanda preconsolidada, mientras que la de la izquierda es también blanda, pero normalmente consolidada.

A medida que el nivel freático descendía de su posición original a la posición actual por debajo de la superficie del valle erosionado, los estratos de arena situados arriba y abajo de la capa superior A de arcilla drenaron poco a poco el agua que contenía, y por lo tanto la capa A se fue secando. En el artículo 21 se demuestra que un proceso de desecación de esta naturaleza resulta mecánicamente equivalente a la consolidación bajo carga y por ello se dice que la capa A ha sido *preconsolidada por desecación*.

Cuando un estrato de arcilla se forma por sedimentación en una extensión de agua sujeta a variaciones cíclicas de nivel, las porciones más altas de la superficie del sedimento pueden quedar al descubierto de tiempo en tiempo, formándose en correspondencia con las mismas costras de arcilla desecada. Cuando el nivel del agua vuelve a aumentar, estas costras son cubiertas de sedimentos frescos y su contenido de humedad aumenta, pero a pesar de ello permanece anormalmente bajo, formando capas o lentes de arcilla preconsolidada entremezcladas con capas de arcilla normalmente consolidada.



En la parte derecha del estrato  $B$ , el descenso de la capa freática tuvo lugar en forma simultánea con la erosión de la mayor parte de la sobrecarga y la presión efectiva disminuyó de  $p_0'$  a  $p_0$  pasando la arcilla del estado  $a'$  al estado  $b$  (fig. 13.8b), originándose solo un pequeño aumento de la relación de vacíos.

Un aumento  $\Delta p$  de la presión efectiva que soporta la parte normalmente consolidada del estrato  $B$ , ocasionado por ejemplo por la construcción de un gran edificio en el terreno alto, reduce la relación de vacíos de la arcilla situada debajo de su fundación en la cantidad  $\Delta e_n$  (fig. 13.8a), y la arcilla pasa del estado  $a$  al estado  $d$ . Un incremento similar de la presión efectiva sobre la parte preconsolidada del estrato  $B$  reduce la relación de vacíos en  $\Delta e_p$  (fig. 13.8b), y la arcilla pasa del estado  $b$  al estado  $d$ .

Si se tomasen muestras alteradas de las dos partes del estrato  $B$ , se tendría probablemente la impresión de que la arcilla preconsolidada es más blanda que la normalmente consolidada pues el contenido de humedad de la parte preconsolidada del estrato, en el momento de extraer la muestra, sería apreciablemente mayor que el que le corresponde a la parte normalmente consolidada. A pesar de esto, si  $\Delta p$  es menor de aproximadamente un medio de la diferencia  $p_0' - p_0$ , la compresión  $\Delta e_p$  del estrato preconsolidado será mucho menor que la compresión  $\Delta e_n$  del estrato normalmente consolidado. Esto se debe al hecho de que el punto que representa el estado en el terreno de la arcilla normalmente consolidada se desplaza de  $a$  a  $d$  (fig. 13.8a) en la curva que indica la disminución de la relación de vacíos para una presión que aumenta en forma constante, mientras que para la arcilla preconsolidada lo hace en la curva de recompresión desde  $b$  hasta  $d$  (fig. 13.8b). Ahora bien, como indican las figuras 13.3 y 13.4, la inclinación de la curva de recompresión es mucho menor que la de compresión directa.

Haciendo ensayos de consolidación sobre muestras representativas, se puede derivar alguna idea de la compresión que la parte preconsolidada del estrato  $B$  experimentará bajo el peso del edificio. Sin embargo, debido precisamente a la preconsolidación, la curva  $e-p$  del suelo en el terreno suele diferir notablemente de la que se obtiene en ensayos de laboratorio. La magnitud de esta diferencia depende del grado de alteración de las muestras.

Si la muestra está muy alterada, en el laboratorio la relación entre  $e$  y  $p$  se asemeja a la curva empinada  $K_r$  de la figura 13.8b. Si a las ordenadas de esta curva les agregamos la distancia  $bg$  se obtiene la curva  $K_r'$ , que pasa por el punto  $b$  que indica el estado de la arcilla en la naturaleza, pero aun así, la experiencia demuestra que la curva  $K_r'$  no tiene ninguna semejanza con la línea  $bd$  que representa la consolidación en el terreno.

Quando el ensayo de consolidación se efectúa sobre una muestra cuidadosamente cortada de una excavación realizada en el terreno, se obtiene la curva  $K_u$ . Si a las ordenadas de esta curva se les agrega la distancia  $cb$  se obtiene la curva  $K_u'$  que pasa por  $b$ . Aunque la inclinación de  $K_u'$  es mucho menor que la de  $K_r'$ , se ha hallado que, si  $\Delta p$  es menor de más o menos la mitad de la diferencia  $p_0' - p_0$ , la compresión de la arcilla, calculada sobre la base de  $K_u'$  es todavía dos a cinco veces mayor que la compresión de la arcilla en el terreno. Por esta razón, en arcillas precon-



curvatura, se traza una línea horizontal y una tangente a  $K_u$ . La bisectriz del ángulo  $\alpha$  que forman estas dos rectas intercepta a la continuación de la parte recta de  $K_u$  en el punto  $d$ , cuya abscisa se supone que es igual a  $p'_0$ .

El método indicado en la figura 13.9 se basa en la observación del efecto que la carga y descarga tiene en la relación de vacíos de muestras inalteradas de arcilla y provee una buena concordancia con la presión efectiva resultante del peso de las capas superpuestas en depósitos que se sabe que están normalmente consolidados, siempre que los ensayos se hayan hecho con muestras inalteradas de la más alta calidad. En los pocos casos en los cuales la máxima presión de consolidación de una arcilla preconsolidada ha sido fehacientemente determinada por evidencia geológica u otros medios independientes, la concordancia entre la presión de consolidación máxima real y la determinada por medio del procedimiento gráfico ha sido bastante satisfactoria, siempre y cuando las muestras utilizadas para los ensayos de consolidación fuesen inalteradas.

Cuando una arcilla ha sido altamente preconsolidada, puede darse que en un ensayo de consolidación no resulte posible incrementar la presión mucho más allá de la máxima presión de preconsolidación y que la parte recta del diagrama  $e$ -log  $p$  no quede bien definida. Sin embargo, cuando la magnitud de la preconsolidación permite determinar bien esta parte de la curva, se puede obtener una mejor aproximación a la curva  $e$ -log  $p$  real del suelo en el terreno por medio de un procedimiento gráfico debido a Schmertmann, 1953. El procedimiento requiere descargar la muestra en incrementos, después que se ha alcanzado la máxima presión del ensayo, con el objeto de obtener una curva de descarga de laboratorio. La curva de consolidación de laboratorio se representa por  $K_u$  en la figura 13.10. El punto  $b$  representa la relación de vacíos  $e_0$  y la presión efectiva  $p_0$  causada por el peso de los estratos que cubren la arcilla en el terreno y que la solicitan antes del muestreo. La curva  $e$ -log  $p$  debe pasar por este punto y la línea vertical define  $p'_0$  como la máxima presión de consolidación determinada por el procedimiento gráfico de la figura 13.9. La parte de la curva real  $e$ -log  $p$  en el terreno, comprendida entre  $p_0$  y  $p'_0$ , es una curva de recompresión. Como en el laboratorio hay muy poca diferencia en la inclinación de las curvas de descarga y recompresión, se supone que en el terreno la curva entre  $p_0$  y  $p'_0$  es paralela a la curva de descarga de laboratorio. Con esta idea se traza una línea que pase por  $b$  paralela a  $cd$ . Su intersección con la vertical que pasa por  $p'_0$  se designa  $a'$ . Para presiones superiores a  $p'_0$ , se supone que la línea recta  $a'f$  representa el comportamiento en el terreno, donde  $f$  es la intersección de la extensión hacia abajo de la parte empinada recta de  $K_u$  y de la ordenada que corresponde a  $e = 0.4e_0$ . Entre  $b$  y  $a'$  se traza una curva suave como la indicada en la figura 13.10.

Para los propósitos de la práctica es con frecuencia suficiente saber si una arcilla es o no altamente preconsolidada. Esta decisión puede realizarse usualmente sin necesidad de recurrir a la construcción gráfica de la figura 13.9.

Si una arcilla es normalmente consolidada, los puntos  $b$  de la figura 13.5 se hallan invariablemente situados a la izquierda de los puntos  $a$ , de modo

que si se han ensayado varias muestras inalteradas de un estrato de arcilla y si todos los puntos  $b$  obtenidos de los ensayos están a la izquierda de los  $a$  el valor de  $p_0'$  es seguramente no mucho mayor que la presión que la arcilla soporta en la actualidad, así que el efecto que la preconsolidación pudiera tener sobre el asentamiento puede despreciarse. Si por el contrario, la presión de preconsolidación es mucho mayor que la presión actual, por lo menos algunos de los puntos  $b$  están situados a la derecha de los  $a$ . En este caso, el asentamiento de la estructura a construir sobre la arcilla será pequeño comparado

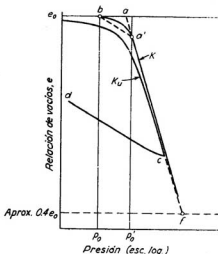


Fig. 13.10. Construcción gráfica para estimar la relación que existe en el terreno entre  $e$  y  $p$  para una arcilla preconsolidada (según Schmertman, 1953).

con el calculado en función de los resultados de ensayos, pues la relación entre las curvas de consolidación en el laboratorio y en el terreno, para una arcilla de este tipo, se asemeja a la que existe entre las curvas  $K_u'$  y  $K'$  de la figura 13.8b.

Si parte de un estrato de arcilla normalmente consolidada ha sido preconsolidado por desecación, el contenido de humedad de las capas preconsolidadas es relativamente bajo, de modo que la situación y el espesor de estas capas puede deducirse del perfil de contenidos de humedad. Cuando se hace el cálculo de asentamiento, las capas preconsolidadas pueden frecuentemente suponerse incompresibles.

#### Arcillas inalteradas extrasensitivas

Para las arcillas inalteradas ordinarias la curva  $K_u$  del diagrama  $e$ -log  $p$ , (fig. 13.5) es aproximadamente parabólica. En cambio, para las arcillas extrasensitivas tiene la forma indicada por  $K_u$  en la figura 13.11. Permanece

prácticamente horizontal hasta que la presión sobre la muestra se aproxima o excede en algo la presión efectiva  $p_0$  que soporta en el terreno, a partir de cuyo instante se torna hacia abajo de una manera bastante abrupta. A medida que la intensidad de la presión aumenta, la inclinación de la curva de nuevo decrece apreciablemente hasta que al final pasa a constituirse en una línea recta inclinada  $K_1$ . La prolongación hacia arriba de la tangente a la parte empinada de  $K_0$  en su punto de inflexión  $c$  intercepta a la horizontal que pasa por  $e_0$  en el punto  $b'$ .

Si el depósito de arcilla extrasensitiva fuese normalmente consolidado y la muestra perfectamente inalterada, podría esperarse que  $b'$  coincidiese con el punto  $a$ , que tiene por coordenadas  $(p_0, e_0)$ . Si la muestra fuese ligeramente alterada,  $b'$  debiera situarse hacia la izquierda de  $a$ . Teniendo en cuenta estas condiciones, la construcción de un edificio que contribuye solo con un muy pequeño aumento a la presión  $p_0$  debiera ser seguida de un dramático asentamiento de la obra. En la realidad se ha encontrado que, en general, es posible incrementar la presión desde  $p_0$  a un valor mayor  $p_0 + \Delta p$  sin que se produzca un asentamiento desproporcionado, pero que para valores de  $\Delta p$  que exceden  $\Delta p_0$ , el comportamiento corresponde al que se obtiene de una curva  $e$ -log  $p$  por lo menos tan empinada como lo es la parte más vertical de la porción superior de  $K_0$  (fig. 13.11). La facultad de una arcilla extrasensitiva de sostener sin mayor asentamiento una presión que exceda la presión existente en el terreno puede ser, en algunos casos, una consecuencia de un ligero grado de preconsolidación similar al tratado en el apartado anterior. Por otro lado, puede ser la consecuencia del desarrollo de fuerzas de adherencia entre las partículas de arcilla (artículo 4). Por ello, la fuerza  $\Delta p_0$  se denomina, a veces, *resistencia de adherencia* (Terzaghi 1941a).

Cuando se puede estimar esa resistencia de adherencia, es dable aproximarse a la curva  $K$  en el terreno de la siguiente manera. La parte recta inferior de  $K_0$  se extiende hacia abajo hasta el punto  $f$  sobre la ordenada  $e = 0,4e_0$ . El punto  $b$  se sitúa en la línea  $e = e_0$  a un valor de  $p$  igual a  $p_0 + \Delta p_0$ . Finalmente, se traza una línea vertical por el punto  $f$  que intercepta a la horizontal que pasa por  $e = e_0$  en el punto  $A$ . La curva  $K$  se construye de tal manera que, para cualquier valor de  $e$ , la relación entre la distancia horizontal que va desde  $K$  hasta  $fA$  y la distancia horizontal que va desde  $K_0$  hasta  $fA$  sea igual a:

$$\frac{l_2}{l_1} = \frac{bA}{b'A}$$

En algunas localidades, como la ciudad de Méjico, la resistencia de adherencia puede estimarse bastante bien sobre la base de la experiencia de obra. Pero si no se puede hacer una estimación fehaciente, es preferible suponer que los puntos  $b$  y  $b'$  coinciden.

La línea  $K_0$  puede obtenerse únicamente ensayando una muestra inalterada. Si la muestra se encuentra muy alterada o ha sido amasada y mezclada con suficiente agua para transformar la arcilla en una pasta espesa, la curva  $K$ ,

del material amasado se parece en todos sus aspectos a la curva  $K_r$  (fig. 13.5) de las arcillas ordinarias, siendo prácticamente recta sobre una gran extensión de su desarrollo. Su inclinación es algo menor que la de la tangente  $K_t$  a la parte inferior de la línea  $K_u$  de la figura 13.11. En otras palabras, la alteración de la estructura de la arcilla destruye las propiedades responsables de la fuerte flexión que tiene la línea  $K_u$  por debajo del punto  $b$  de la figura 13.11. Por ello, los datos necesarios para construir la línea de consolidación en el terreno de las arcillas extrasensitivas pueden obtenerse únicamente realizando ensayos de consolidación sobre muestras inalteradas. Afortunadamente, utilizando sacatestigos a pistón con tubos de pared delgada (artículo 44) se obtienen, con frecuencia, muy buenas muestras inalteradas de arcillas extrasensitivas, porque

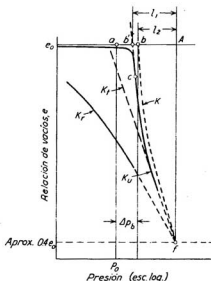


Fig. 13.11. Relaciones entre  $e$  y  $p$  para arcillas extrasensitivas. En el laboratorio:  $K_r$  amasada,  $K_u$  inalterada. En el terreno en su estado natural:  $K$ .

el suelo en el borde cortante del sacatestigos está tan completamente amasado que virtualmente no ofrece resistencia a la penetración, ya que, a medida que el tubo sacatestigos se introduce en el terreno, se forma una delgada vaina protectora de suelo casi sin fricción que rodea al corazón no distorsionado.

Si la arcilla es extrasensitiva, la inclinación de la parte superior de la curva  $K$  de consolidación en el terreno puede ser varias veces mayor que la de la curva  $K_r$  del suelo amasado. Para tales arcillas, el método aproximado de calcular la compresión de una capa sobre la base de la ecuación 13.11

proporciona simplemente un límite inferior, pues la consolidación real puede llegar a ser varias veces superior. Afortunadamente, estos tipos de arcilla son más bien raros. Involucran las arcillas de origen volcánico de la ciudad de Méjico, ciertos tipos de arcillas marinas del sudeste de Canadá y de los países escandinavos y varios tipos de arcillas altamente orgánicas. Si una arcilla tiene un límite líquido mayor del 100 por ciento, o bien si su contenido natural de humedad a una profundidad de 5 a 10 metros debajo de la superficie es mayor que el límite líquido, o también si contiene un porcentaje grande de materia orgánica, es probable que tenga como características de consolidación las indicadas por la figura 13.11. La sensibilidad  $S_r$  (ecuación 7.1) de estas arcillas es siempre mayor de 4, mientras que para arcillas ordinarias es menor. Si la sensibilidad de una arcilla es mayor de 8, es casi seguro que tiene las características de consolidación ilustradas por la figura 13.11.

### ***Resumen de los métodos para determinar la compresibilidad de estratos naturales de arcilla***

Si el suelo situado debajo de una estructura contiene capas de arena o arcilla compacta que alternan con otras de arcilla blanda, la compresibilidad de los estratos de arena y de arcilla compacta puede despreciarse.

La compresibilidad de las capas de arcilla depende principalmente de dos factores: el límite líquido del suelo y la magnitud de la máxima presión que ha actuado sobre la arcilla desde que fue depositada. Si esta presión nunca ha excedido a la presión efectiva que hoy le impone la cubierta, se dice que el material es normalmente consolidado; en caso contrario, que es preconsolidado.

La compresibilidad de una capa de arcilla normalmente consolidada con un límite líquido conocido puede estimarse en forma aproximada por medio de la fórmula empírica 13.11, siempre y cuando la arcilla no tenga propiedades raras. Pero si la arcilla tiene un límite líquido mayor de 100, o si su contenido de humedad a una profundidad de 5 ó 10 metros es mayor que el límite líquido, o bien, si contiene un alto porcentaje de materia orgánica, la compresibilidad de la capa puede resultar muchas veces superior a la calculada con la fórmula 13.11. Por ello, si debe construirse un edificio encima de una capa de arcilla de este tipo excepcional, es aconsejable determinar su compresibilidad por medio de ensayos de consolidación sobre muestras inalteradas.

La compresibilidad de una arcilla preconsolidada depende no solo del límite líquido del suelo sino que también de la relación  $\Delta p/(p_0' - p_0)$ , en la que  $\Delta p$  es la presión que la estructura agrega a la presión existente  $p_0$ , y  $p_0'$  es la máxima presión que ha actuado sobre la arcilla en su historia geológica. Si esta relación es menor del 50 por ciento, la compresibilidad de la arcilla suele ser del 10 al 25 por ciento de la que corresponde a una arcilla similar normalmente consolidada. Al aumentar esta relación, el efecto que la preconsolidación ejerce sobre la compresibilidad de la arcilla disminuye y, para valores mayores del 100 por ciento, la influencia de la preconsolidación sobre el asentamiento puede despreciarse.

La preconsolidación de una arcilla puede deberse: al peso de estratos de suelo que fueron eliminados por erosión, al peso de hielo que luego se derritió, o a la desecación. Si se debe a una carga que fue eliminada, la sobrepresión que actuó sobre el suelo fue la misma en todos los puntos de una línea vertical que penetra en el subsuelo, pero si se debe a la desecación, la sobrepresión probablemente disminuyó hacia abajo a partir de la superficie expuesta a la evaporación, y el espesor total de la capa preconsolidada puede no exceder de un metro o dos \*.

La compresibilidad de mantos de arcilla altamente preconsolidados es generalmente insignificante y puede despreciarse, a menos que el ingeniero se vea precisado a construir sobre un espeso estrato de arcilla compacta una estructura muy grande y pesada que sería dañada hasta por un asentamiento diferencial moderado. En este caso, si el problema justifica un cálculo de asentamiento, deben efectuarse ensayos de consolidación sobre muestras inalteradas extraídas de preferencia de excavaciones a cielo abierto. La fuente y la importancia de los errores involucrados en los cálculos de asentamientos basados en los resultados de ensayos sobre tal tipo de muestras se trataron en la página 74.

### Problemas

1. Un estrato de arcilla con un límite líquido promedio de 45 por ciento tiene un espesor de 7,50 metros. Su plano límite superior está situado a una profundidad de 10,50 metros por debajo de la superficie actual del terreno. El contenido de humedad de la arcilla es del 40 por ciento y el peso específico de las partículas sólidas 2,78 gramos por centímetro cúbico. Entre la superficie y la arcilla, el subsuelo consiste en arena fina y la napa tiene su nivel a 4,50 metros de profundidad. El peso unitario sumergido promedio de la arena es de 1040 kg por metro cúbico y, por otro lado, de la evidencia geológica, se sabe que la arcilla es normalmente consolidada. El peso del edificio a construir sobre la arena aumenta la presión existente sobre la arcilla en 1,2 kg por centímetro cuadrado. Calcúlese el asentamiento promedio del edificio.

*Solución:* 28 centímetros.

2. El estrato de arcilla B de la figura 13.7 tiene un espesor de 7,50 metros y su plano superior está situado a una profundidad de 9 metros por debajo del nivel medio de las aguas del río y a 10,50 metros por debajo del terreno natural. La superficie del terreno alto, que limita el valle, tiene una cota de 45 metros por encima del terreno natural y originalmente la napa estaba a 1,50 metros por encima de la superficie. La arcilla está cubierta por un estrato de arena que tiene el mismo peso unitario que el del problema anterior. Calcúlese la máxima presión de consolidación para la mitad derecha del estrato.

*Solución:* 4,5 kg por centímetro cuadrado mayor que la presión que soporta en la actualidad.

3. El edificio indicado en el valle de la figura 13.7 aumenta la presión sobre el estrato de arcilla en un valor de 1,2 kg por centímetro cuadrado. El límite líquido

---

\* La observación se refiere a suelos de origen marino o lacustre formados por un proceso continuo y uniforme. En cambio, en zonas donde el depósito de suelo estuvo sometido por largos periodos a la acción de un clima árido o semiárido, existen espesas formaciones preconsolidadas por desecación que alcanzan decenas de metros. Como en algunas de ellas la desecación se produjo a medida que el depósito crecía, no existe una relación definida entre profundidad y magnitud de la preconsolidación. El subsuelo de la ciudad de Buenos Aires constituye un caso típico (N. del T.).

promedio de la arcilla es del 45 por ciento. Los datos relativos al espesor del estrato y a la posición del lugar son los mismos del problema 2. El contenido de humedad promedio de la arcilla es del 35 por ciento y el peso unitario de las partículas sólidas de arcilla de 2,78 gramos<sup>3</sup> por centímetro cúbico. Estímense los límites superiores e inferiores del asentamiento del edificio.

**Solución:** No más del 25 por ciento de 35 centímetros, o sea 8,8 centímetros y probablemente no menos del 10 por ciento de 35 centímetros, es decir, unos 3,5 centímetros.

#### Lecturas seleccionadas

Un estudio general de las propiedades ingenieriles de los sedimentos, con énfasis sobre su compresibilidad, se encuentra en Terzaghi, K. (1955a): "Influence of geological factors on the engineering properties of sediments", *Economic Geology Fiftieth Anniversary Volume*, págs. 557-618. El artículo incluye una lista de referencias cuidadosamente seleccionadas. A pesar de estar escrito para familiarizar a los geólogos con los aspectos ingenieriles de las propiedades de los sedimentos, el artículo es también de mucho interés para los ingenieros.

### ART. 14 CONSOLIDACIÓN DE CAPAS DE ARCILLA

En el artículo anterior se hizo mención a la lentitud con que se desarrolla la compresión de una arcilla, cuando se aumenta la carga que la misma soporta. En una pequeña parte, esta lentitud se debe a un ajuste gradual en la posición de los granos, ajuste que se produce tanto en arenas como

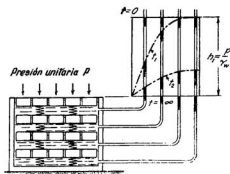


Fig. 14.1. Dispositivo para demostrar en forma mecánica cómo se produce la consolidación.

en arcillas. Pero en arcillas, la causa principal tiene como fuente la muy baja permeabilidad que estos suelos poseen, razón por la cual se necesita mucho tiempo para que, con el aumento de presiones, el agua excedente sea drenada y se restablezca el equilibrio en este aspecto. La disminución gradual del contenido de humedad a carga constante se denomina *consolidación*.

El efecto mecánico de la lentitud con que, a raíz de la baja permeabilidad, se desarrolla la compresión de una capa elástica sometida a una carga

constante puede demostrarse con el dispositivo indicado en la figura 14.1. Éste consiste en un recipiente cilíndrico provisto de una serie de pistones separados por resortes. El espacio entre pistones se halla lleno de agua y los pistones están perforados. Cuando sobre el pistón superior se aplica una presión unitaria  $p$ , en el primer instante, la altura de los elásticos permanece inalterada, pues no ha habido tiempo suficiente para que salga el agua situada entre los pistones y, como los elásticos no pueden sostener carga a menos que su altura disminuya, en dicho primer instante, toda la carga es soportada por una sobrepresión hidrostática  $h_1 \gamma_w = p$  del agua. En este momento, el agua en todos los tubos piezométricos alcanza la altura uniforme  $h_1$ .

Después de transcurrido un corto tiempo  $t_1$ , parte del agua del primer compartimento habrá salido, pero los compartimentos inferiores estarán aún prácticamente llenos. La disminución de volumen del compartimento superior va acompañada de una compresión del conjunto superior de elásticos, de modo que éstos empiezan a sostener parte de la presión  $p$  al mismo tiempo que la presión del agua en el compartimento disminuye. En los compartimentos inferiores las condiciones permanecen aún inalteradas. En este instante, los niveles del agua en los tubos piezométricos están situados sobre una curva  $t_1$  que se confunde con la horizontal a la altura  $h_1$ . La compresión o disminución de espesor del conjunto de pistones y resortes es en este momento igual a  $S_1$ . Toda curva, como la  $t_1$  que une los niveles piezométricos en los tubos en un instante dado, se denomina una *isócrona*. Con el transcurrir del tiempo, los niveles del agua en los tubos siguen decreciendo para adoptar posiciones como la indicada por la curva  $t_2$  hasta que finalmente, después de un tiempo muy largo, la sobrepresión hidrostática se hace muy pequeña y la compresión final adquiere el valor  $S = S_e$ . Para una arcilla, la compresión final es función de la altura del estrato y viene determinada por la fórmula 13.4. La relación:

$$U (\%) = \frac{S}{S_e} \quad (14.1)$$

representa el *grado de consolidación* al tiempo  $t$ .

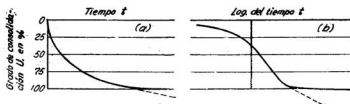


Fig. 14.2. Curvas tiempo-consolidación. Las líneas llenas representan dicha relación para el mecanismo indicado en la figura 14.1. Las líneas punteadas, para una muestra de arcilla con características de consolidación similares (según A. Casagrande).

La velocidad de consolidación de un sistema de pistones y resortes puede calcularse sobre la base de los principios de la hidráulica. Las curvas llenas de las figuras 14.2a y b representan la relación entre el grado de consolidación y el tiempo transcurrido desde la aplicación de la carga para un sistema de este tipo.

La velocidad de consolidación de una muestra de arcilla puede determinarse en el laboratorio por medio del ensayo de compresión confinada descrito en el artículo 13. Hasta un grado de consolidación del 80 por ciento, la forma de las curvas experimentales tiempo-consolidación es muy similar a la que tienen las curvas que corresponden a los sistemas elásticos-pistones, pero a partir de dicho punto, en lugar de tender a una asíntota horizontal, las curvas de las arcillas continúan con una suave inclinación, como lo indican las líneas punteadas de la figura 14.2.

En el gráfico semilogarítmico (fig. 14.2b) las líneas punteadas pueden ser rectas o bien ligeramente curvas. La inclinación media de la porción

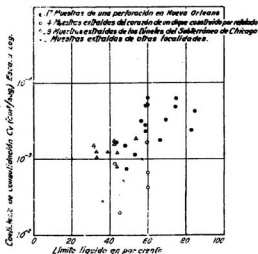


Fig. 14.3. Relación entre límite líquido y coeficiente de consolidación para muestras inalteradas de arcilla.

punteada es muy diferente para las distintas arcillas. Para las arcillas orgánicas la inclinación inicial puede ser casi tan grande como la de la curva llena. La consolidación progresiva, representada por las curvas llenas, se conoce como *consolidación primaria*, mientras que la representada por la distancia vertical entre las curvas llenas y las punteadas, como *efecto secundario*. El efecto secundario es probablemente una consecuencia del hecho de que la compresión de una capa de arcilla está asociada con el desliza-

miento mutuo entre granos. Como la adherencia entre granos deriva de la existencia de capas de agua adsorbida con una muy alta viscosidad (artículo 4), la resistencia de estas capas a la deformación tangencial demoraría la compresión, aun cuando el retardo en tiempo proveniente de la baja permeabilidad de la arcilla fuese despreciable. En el sistema de pistones y resortes a los cuales corresponde la consolidación primaria, la demora en compresión se debe solamente a la resistencia al rápido escape del agua excedente.

En los suelos inorgánicos el ritmo de los asentamientos originados por el efecto secundario varía entre casi 0 y aproximadamente 2 centímetros por año. A pesar de que el efecto secundario se puede observar y medir durante la ejecución de los ensayos de consolidación, los resultados de los varios intentos realizados para predecir el asentamiento de estructuras de tamaño natural provocado por el efecto secundario, utilizando para ello los resultados de laboratorio, todavía no han proporcionado resultados consistentemente satisfactorios.

Resultados de ensayos de consolidación efectuados sobre muchas muestras de arcilla han revelado la existencia de varias relaciones simples. Para una arcilla dada, el tiempo necesario para alcanzar un grado de consolidación dado aumenta en proporción al cuadrado del espesor de la capa y, para capas de igual espesor, dicho tiempo aumenta en proporción lineal con el valor  $m_v/k$ , en el que  $m_v$  es el coeficiente de compresibilidad volumétrica (fórmula 13.3), y  $k$  el coeficiente de permeabilidad. La relación:

$$c_v(\text{cm}^2/\text{seg}) = \frac{k}{m_v} \frac{1}{\gamma_w} \quad (14.2)$$

se conoce como el *coeficiente de consolidación*. Con la disminución de la relación de vacíos tanto  $k$  como  $m_v$  disminuyen rápidamente, pero la relación  $k/m_v$  es bastante constante dentro de un intervalo grande de presiones. El valor de  $c_v$  para las distintas arcillas disminuye de una manera general con el límite líquido, como lo muestra la figura 14.3, en la cual, las abscisas representan valores del límite líquido y las ordenadas los valores correspondientes del coeficiente de consolidación de muestras inalteradas de arcilla bajo presiones normales comprendidas entre 1 y 4 kg por centímetro cuadrado. La figura muestra que el coeficiente de consolidación de arcillas con un mismo límite líquido varía dentro de límites extensos.

Si se retira la presión que actúa sobre un estrato de arcilla, por ejemplo, excavando un pozo o un túnel, la expansión volumétrica de la arcilla comúnmente no empieza hasta después de una semana o más de haber terminado la excavación. Asimismo, en algunos pocos casos se ha observado que la consolidación de tales estratos por la acción de cargas impuestas no se inicia sino después de algunas semanas de haber aplicado la carga. Estos retardos que experimenta la arcilla para reaccionar bajo el efecto de un cambio de tensión, así como también el efecto secundario y la influencia que la magnitud del incremento de presión tiene sobre  $c_v$ , no se pueden explicar por medio del simple concepto mecánico en que se basa la teoría de la conso-

lidación de modo que sus características y las condiciones bajo las cuales se producen solo pueden investigarse por observación directa.

A pesar de las simplificaciones radicales que implica, la teoría de la consolidación sirve a un propósito útil, pues permite, en base a los resultados de ensayos de laboratorio, hacer por lo menos un cálculo aproximado de la velocidad con que se producirá el asentamiento originado por la consolidación. Por esta razón, dicha teoría se presenta en forma breve en el artículo 25 de la parte 2.

### Problemas

1. Los resultados de un ensayo de consolidación sobre una muestra de arcilla con un espesor de 2 centímetros indican que la mitad de la consolidación total se produce durante los primeros 5 minutos. En condiciones similares de drenaje, ¿cuánto tardaría un edificio construido encima de una capa de la misma arcilla, de 3,60 metros de espesor, para experimentar la mitad de su asentamiento total? (Desprecie el efecto secundario).

*Solución:*  $t = 112$  días.

2. La relación de vacíos de la arcilla A disminuyó de 0,572 a 0,505 por un cambio de presión de 1,2 a 1,8 kg por cm cuadrado. Bajo el mismo incremento de presión, la relación de vacíos de la arcilla B disminuyó de 0,612 a 0,597. El espesor de A era 1,5 veces superior al de B, y sin embargo, el tiempo requerido para alcanzar el 50 por ciento de la consolidación fue tres veces mayor para la muestra B que para la A. ¿Cuál es la relación entre los coeficientes de permeabilidad de A y de B?

*Solución:* 31 a 1.

3. El subsuelo en que está construido un edificio consiste en un espeso depósito de arena que contiene en su parte media una capa de arcilla blanda de 3 metros de espesor. En el laboratorio, una muestra de arcilla de 2,5 centímetros de espesor, drenada por arriba y por abajo, alcanza el 80 por ciento de la consolidación en una hora. ¿Cuánto tiempo se necesitará para que el estrato de arcilla alcance un grado de consolidación del 80 por ciento?

*Solución:*  $t = 600$  días.

## ART. 15 TENSIONES Y DEFORMACIONES DE LOS SUELOS

### Consideraciones prácticas

Las relaciones entre tensiones y deformaciones determinan en los suelos el asentamiento de las estructuras soportadas por éstos, como asimismo el cambio de presión o empuje provocado por pequeños movimientos de los muros de sostenimientos u otros elementos de soporte o de retención.

Cuando el asentamiento de una fundación se debe esencialmente a la consolidación de estratos de suelo situados entre capas de materiales relativamente incompresibles, aquél puede ser calculado o estimado como se explica en el artículo 13. Sin embargo, este procedimiento simple es válido solamente cuando la deformación horizontal de las capas compresibles es despreciable en comparación con su deformación vertical. En todas las otras condiciones la aplicación local de cargas causa un desplazamiento de la masa de suelo en todas las direcciones y las propiedades tensión-deformación

que determina el desplazamiento son demasiado complejas para ser expresadas en la forma de relaciones cuantitativas para ser utilizadas en el cálculo de los asentamientos. Por ello, las estimaciones fehacientes de asentamiento pueden hacerse solamente sobre la base de experiencia lograda en observaciones que se refieren al asentamiento de otros edificios soportados por suelos similares. No obstante, como las posibilidades son pequeñas para que una fundación propuesta tenga las mismas dimensiones que una existente, aun una estimación basada en la experiencia requiere un conocimiento de las influencias que sobre el asentamiento ejercen el tamaño del área cargada, la profundidad de la fundación y otros factores. Estas influencias se gobiernan en gran parte por las relaciones generales que existen entre tensiones y deformaciones en los suelos.

La relación entre tensiones y deformaciones es mucho más compleja en los suelos que en los materiales de construcción manufacturados, como el acero, por ejemplo. Mientras que para el acero dicha relación puede ser descrita adecuadamente, para muchos propósitos ingenieriles, por medio de dos constantes que expresan el módulo de elasticidad y el coeficiente de Poisson, los valores correspondientes para los suelos son función de la tensión, la deformación, el tiempo y varios otros factores. Aún más, para los suelos, la determinación experimental de esos valores es mucho más difícil. Las investigaciones necesarias se llevan a cabo usualmente por medio de ensayos de compresión triaxial.

### Descripción del aparato triaxial

En un ensayo triaxial, una muestra cilíndrica de suelo se somete a una presión hidrostática de confinamiento, igual en todas las direcciones, conocida como *presión de cámara*, a la cual se agrega una presión axial que puede ser variada independientemente de la anterior.

Los elementos esenciales del aparato triaxial se muestran en forma esquemática en la figura 15.1. La superficie cilíndrica de la muestra se cubre con una membrana de goma sellada a un pedestal en la parte inferior y a una cabeza en la parte superior. El conjunto está contenido en una

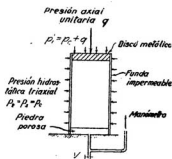


Fig. 15.1. Diagrama que ilustra sobre las características principales del aparato triaxial.

cámara, dentro de la cual se puede admitir agua bajo cualquier presión deseada; presión ésta que actúa lateralmente en la superficie cilíndrica de la muestra a través de la membrana de goma y verticalmente a través de la cabeza. La carga axial adicional se aplica por medio de un pistón que pasa a través de la tapa de la cámara.

Un disco poroso colocado contra la base de la muestra está comunicado con el exterior por medio de una tubería, de modo tal que, a través de esta conexión, se puede medir la presión del agua contenida en los poros de la muestra si no se permite su drenaje. Alternativamente, cuando se permite el drenaje a través de la conexión, se puede determinar la cantidad de agua que pasa al interior o al exterior de la muestra durante el ensayo. Las deformaciones verticales de la probeta, que se producen con el incremento de las cargas, se miden por medio de un dial micrométrico.

Un ensayo corriente tiene usualmente dos etapas: primero, aplicación de la presión de cámara, y segundo, adición de la carga axial.

### ***Comportamiento bajo la presión inicial de confinamiento hidrostático***

La muestra que corresponde a la figura 15.2a se supone completamente consolidada bajo la presión de cámara  $p_c$ , conocida como la *presión inicial de consolidación*. Se somete luego a una presión de cámara instantánea  $p_3$ .

Si las líneas de drenaje del aparato están abiertas para que la muestra pueda drenar libremente, el agua es expelida del suelo y el volumen de la muestra decrece por un proceso de consolidación. Cuando la muestra está inicialmente saturada, la disminución de volumen por unidad de volumen  $\Delta V/V$  se produce como lo indica la figura 15.2b, en la cual el tiempo se ha dibujado en escala aritmética, o bien como indica la figura 15.2c, donde está indicado en escala logarítmica. La velocidad del cambio de volumen se produce de acuerdo con las leyes de la consolidación, tomando debida cuenta de las condiciones particulares de bordes asociadas con la disposición del ensayo. Se observa, por lo común, que la consolidación secundaria es relativamente pequeña cuando la presión de confinamiento es hidrostática, lo cual puede deberse a que no hay aplicadas tensiones tangenciales externas en este tipo de sollicitación.

Si la muestra está saturada solo parcialmente, una parte del cambio de volumen se produce en forma casi instantánea, por compresión del aire de los poros. El resto del cambio de volumen va asociado con la expulsión de agua, aire o ambos.

En cambio, cuando antes de aplicar la presión de cámara  $p_3$  se cierran las líneas de drenaje, éste no resulta posible y, si la muestra está saturada, se observa que la presión de poros se hace igual a la presión de cámara aplicada  $p_3$ , como lo muestra la figura 15.2d, y el cambio de volumen es igual a cero, figura 15.2e. Sin embargo, si la muestra está parcialmente saturada, el cambio de volumen se produce igual, a causa de la compresión del aire, y la presión de poros correspondientes es menor que para el mismo suelo en condiciones saturadas. No obstante, para valores mayores de la

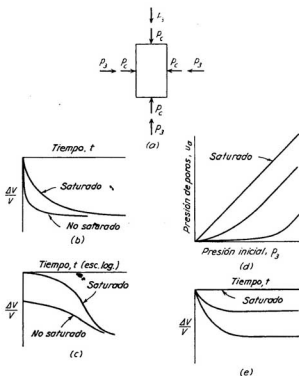


Fig. 15.2. Comportamiento de una probeta cilíndrica bajo la presión uniforme inicial  $p_3$  del ensayo triaxial. (a) Tensiones principales que actúan sobre la probeta; (b) y (c) Disminución de volumen en función de tiempo cuando se permite el drenaje; (b) En escala aritmética; (c) En escala logarítmica; (d) Presión de poros como una función de la presión uniforme; (e) Disminución de volumen en función del tiempo cuando no se permite el drenaje.

presión de cámara  $p_3$ , el aire se comprime en mayor magnitud y una más grande fracción del aire libre se disuelve en el agua de los poros. Para cierto valor  $p_3$ , todo el aire libre se disuelve, con lo cual la muestra se torna saturada. Para ese estado, la inclinación del diagrama (fig. 15.2d), que representa la relación entre la presión de poros y la presión de cámara, se hace igual a la que le corresponde a un material saturado. La relación entre la presión de poros  $u_a$ , causada por una presión hidrostática de confinamiento  $p_3$ , y la presión  $p_3$  se conoce como el *coeficiente de presión de poros*  $B$  (Skempton 1954), es decir que:

$$B = \frac{u_a}{p_3} \quad (15.1)$$

Resulta evidente que el valor del coeficiente de presión de poros  $B$  para un suelo inicialmente saturado es igual a 1. Para suelos parcialmente saturados el valor de  $B$  es menor que la unidad.

Si una muestra de arcilla normalmente consolidada de baja sensibilidad fuese trasformada en el aparato triaxial en una arcilla extrasensitiva, la posterior aplicación de la presión de cámara causaría el derrumbe de su estructura metaestable, con lo cual el coeficiente de presión de poros  $B$  subiría a un valor mayor que la unidad. Este tipo de trasformación podría, por ejemplo, producirse por lavado de las sales que contiene una probeta de arcilla marina (artículo 4) después que ha sido consolidada bajo una presión hidrostática de confinamiento  $p_c$ .

### **Condiciones drenadas y no drenadas**

Las características tensión-deformación de los suelos, como sus relaciones presión-volumen, dependen mucho de que el contenido de agua pueda o no ajustarse al estado de tensión (A. Casagrande, 1934). Se reconocen dos condiciones extremas: la *condición drenada*, para la cual el cambio de tensión se aplica tan lentamente, respecto de la capacidad de drenaje del suelo, como para que no se produzca ningún exceso de presión de poros, y la *condición no drenada*, durante la cual las tensiones se cambian tan rápidamente, con respecto a la posibilidad que el suelo tiene para drenar, que no se produce disipación alguna de la presión de poros. Estas condiciones extremas raramente se realizan íntegramente en el terreno. Son, empero, fáciles de producir en el laboratorio y, por representar condiciones límites, constituyen guías valiosas para entender el comportamiento de las masas de suelo.

### **Ensayo drenado con aumento de la presión axial**

Los ensayos en los cuales se permite la total disipación de la presión de poros se conocen como *ensayos drenados*. En un ensayo drenado se permite primero consolidar o expandir la muestra libremente bajo una presión hidrostática de confinamiento  $p_3$  (fig. 15.3a), hasta que dicha presión de cámara se ha trasformado totalmente en una presión efectiva  $\bar{p}_3$  que soporta la estructura granular del suelo. Las deformaciones asociadas con la tensión  $\bar{p}_3$  provienen solamente de un cambio de volumen y, para un material isotrópico, son iguales en todas las direcciones. No se representan en la figura 15.3.

Tan pronto se ha concretado la consolidación bajo  $\bar{p}_3$ , comienza la parte final del ensayo. La tensión axial se aumenta por pequeños incrementos, o a un ritmo suficientemente pequeño, como para que no se produzcan presiones de poros apreciables dentro de la probeta. Para arenas sueltas o arcillas normalmente consolidadas de baja sensibilidad, la relación entre la deformación axial y la diferencia de presión axial  $\Delta p$  se muestra por medio de la línea llena de la figura 15.3b. Los correspondientes cambios de volumen se representan con la línea curva llena de la figura 15.3c. El volu-

men decrece continuamente con el aumento de  $\Delta p$  y se aproxima a un valor límite. Las relaciones para una arcilla de alta sensibilidad son las que muestran las curvas punteadas.

Si se realiza un ensayo similar sobre una muestra de arena densa o una arcilla altamente preconsolidada, la curva tensión-deformación que corresponde a un aumento de presión axial  $\Delta p$  tiene la forma indicada en la

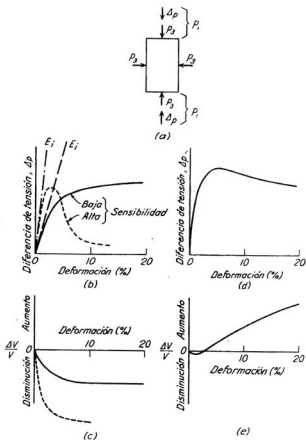


Fig. 15.3. Comportamiento de una probeta triaxial saturada cuando se incrementa la tensión vertical  $\Delta p$ . (a) Tensiones principales que actúan sobre la probeta; (b) y (c) Diferencia de tensión y cambio de volumen en función de la deformación específica para arena suelta y arcilla normalmente consolidada; (d) y (e) Diferencia de tensión y cambio de volumen en función de la deformación específica para arena densa y arcilla altamente preconsolidada.

figura 15.3d. La curva que representa el cambio de volumen (fig. 15.3e) es notablemente diferente de aquella que corresponde a una arena suelta o a una arcilla normalmente consolidada (fig. 15.3c). El volumen decrece algo durante los primeros incrementos de carga, pero, con el incremento de la deformación, la muestra aumenta de volumen y, para deformaciones grandes, éste es mayor que el volumen inicial, a pesar de que la muestra se ha acortado en la dirección vertical. La tendencia del volumen a aumentar bajo un incremento de la tensión axial se conoce como *dilatancia*.

Resulta evidente que existe un valor particular intermedio de la densidad relativa de una arena, situado entre los estados denso y suelto, para el cual la arena va a experimentar, en condiciones drenadas, un muy pequeño cambio de volumen. Cuando la relación de vacíos para grandes deformaciones es idéntica a la que existía antes de la aplicación de la diferencia de tensión axial, se dice que la arena tiene una relación de vacíos crítica (A. Casagrande 1936a). El significado de la relación de vacíos crítica se trata en el artículo 17.

La razón que explica esta diferencia en las características del cambio de volumen de los materiales puede visualizarse fácilmente tratándose de arenas. Si una arena está en un estado suelto, una distorsión tiende a provocar el deslizamiento relativo de sus granos para adoptar una posición más apretada. Por el contrario, si los granos de arena están ya inicialmente en una disposición muy apretada, no se puede producir una distorsión de la muestra sin un incremento de la distancia entre los centros de sus partículas, a menos que los granos individualmente se rompan. Para las arcillas, los fenómenos relacionados con el cambio de volumen son algo más complejos. No obstante, se concibe que la estructura de una arcilla blanda tenga características tales como para que sus granos puedan ser fácilmente desplazados a una posición más compacta, mientras que se puede pensar que en una arcilla altamente preconsolidada las partículas están tan apretadas entre sí como en una arena densa. Por ello, en este caso, la distorsión está asociada con un aumento de volumen.

La inclinación de la tangente (tensión/deformación) en el punto de origen de las curvas *b* y *d* de la figura 15.3 se denomina *módulo tangente inicial*  $E_t$  de la probeta. Para pequeñas diferencias de presión,  $\Delta p$ , la relación tensión-deformación de los suelos se aproxima bastante a la de un material perfectamente elástico y homogéneo con módulo de elasticidad  $E_e$ , aunque su valor, para todos los suelos, aumenta con la presión de consolidación  $\bar{p}_e$  de acuerdo con la relación:

$$E_t = C\bar{p}_e \quad (15.2)$$

La figura 15.4 muestra esta relación para arenas, donde se puede ver que, para las arenas sueltas, el coeficiente *C* es prácticamente independiente de  $\bar{p}_e$  y aproximadamente igual a 100, mientras que, para las arenas densas, dicho coeficiente es alto para valores de  $\bar{p}_e$  bajos y decrece con el aumento de  $\bar{p}_e$ . Para las arcillas, este tipo de relaciones para el estado drenado no son todavía conocidas.

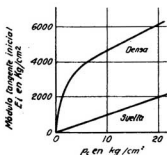


Fig. 15.4. Relación para arena entre el módulo tangente inicial y la presión hidrostática triaxial (según A. Scheidig).

### Ensayos consolidados no drenados con aumento de la presión axial

Un ensayo en el cual, después que la muestra ha sido inicialmente llevada a equilibrio hidrostático bajo la presión de confinamiento  $p_3$ , no se permite la disipación de presión de poros, se conoce como un *ensayo consolidado no drenado*. Cuando se efectúa un ensayo de este tipo sobre una muestra inicialmente saturada de arena suelta o de arcilla blanda no sensitiva, los resultados son similares a los que indican las curvas llenas de la figura 15.5b a d. Las curvas punteadas se refieren, en cambio, a arcillas de alta sensibilidad. Después de permitir el drenaje para que la muestra llegue al equilibrio bajo la presión de confinamiento  $p_3$ , se cierran las conexiones de drenaje. Aumentando la presión axial  $p_1 = \Delta p + p_3$  en forma continua o por incrementos, se obtiene la relación entre la diferencia de tensión  $\Delta p$  y la deformación específica que muestra la figura 15.5b.

Más aún, a medida que la deformación específica aumenta, la presión de poros  $u_d$ , asociada con la diferencia de tensión  $\Delta p$ , aumenta como lo muestra la figura 15.5c. La relación entre la presión de poros  $u_d$  producida por la diferencia de tensión, y la diferencia de tensión misma se conoce como el *coeficiente de presión de poros*  $\bar{A}$  (Skempton, 1954), es decir que:

$$\bar{A} = \frac{u_d}{\Delta p} \quad (15.3)$$

La relación entre  $\bar{A}$  y la deformación específica se puede derivar de las curvas de las figuras 15.5b y 15.5c y se muestra en la figura 15.5d. En la mayoría de las arenas sueltas y de las arcillas normalmente consolidadas no sensitivas, para bajas deformaciones específicas, el valor de  $\bar{A}$  es menor que uno, pero aumenta con éstas hasta alcanzar aproximadamente la unidad, para mantenerse, para deformaciones crecientes, en este valor a través de la mayor parte del ensayo. En cambio, en arenas extremadamente sueltas y en arcillas extrasensitivas, la aplicación de la diferencia de la tensión axial puede tender a causar el derrumbe de la estructura metaestable del material. Se

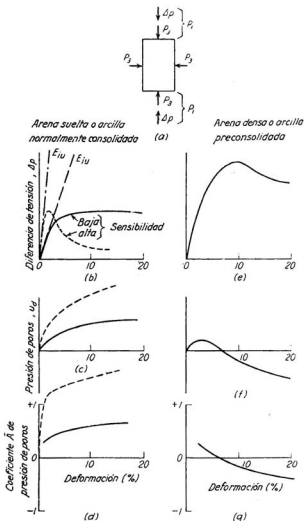


Fig. 15.5. Comportamiento de una probeta triaxial saturada sometida a un ensayo consolidado no drenado a medida que se incrementa la diferencia  $\Delta p$  de tensión vertical. (a) Tensiones principales que actúan sobre la probeta; (b), (c) y (d) Diferencia de tensión, presión de poros y coeficiente de presión de poros  $\bar{A}$  como funciones de la deformación específica para arena suelta y arcilla normalmente consolidada; (e), (f) y (g) Diferencia de tensión, presión de poros y coeficiente de presión de poros  $\bar{A}$  como funciones de la deformación específica para arena densa y arcilla altamente consolidada.

obtienen en este caso las líneas punteadas de las figuras 15.5b a d y el valor de  $\bar{A}$  puede exceder la unidad (artículo 18).

Cuando se realizan ensayos triaxiales consolidados no drenados sobre una arena densa o una arcilla altamente preconsolidada, los resultados que se obtienen son similares a los que se representan en las figuras 15.5e a g. La primera muestra la relación entre la diferencia de tensión axial  $\Delta p$  y la deformación específica. En cuanto a la presión de poros, para pequeñas deformaciones específicas, suele aumentar positivamente, pero, para deformaciones mayores, tiende a disminuir y tornarse negativa con respecto a la presión atmosférica (fig. 15.5f). La disminución de presión de poros va asociada con la dilatación del suelo. Sin embargo, como no se puede producir un cambio de volumen porque el drenaje de la muestra está impedido, la tendencia a la absorción desarrolla una deficiencia de tensión en el agua contenida en los poros.

El coeficiente de presión de poros  $\bar{A}$  que corresponde a esta situación tiene valor positivo para bajas deformaciones específicas, pero disminuye con el aumento de la deformación y se puede tornar negativo (fig. 15.5g). En este respecto, el comportamiento de materiales densos o preconsolidados difiere radicalmente del que corresponde a los materiales sueltos o normalmente consolidados. Para la relación de vacíos crítica, una muestra de arena ensayada en condiciones no drenadas experimenta un cambio de presión de poros muy pequeño o despreciable.

La inclinación de la tangente al origen de la curva llena o de la curva punteada de la figura 15.5b representa el módulo tangente inicial  $E_{in}$  para el suelo en estado consolidado no drenado. Durante un ensayo consolidado no drenado de una muestra de arena suelta o de una arcilla normalmente consolidada, la presión de poros permanece positiva durante todo el ensayo. Si se representan en la misma escala, la curva tensión-deformación llena de la figura 15.5b es más achatada que la correspondiente curva llena de la figura 15.3b. En cambio, para arena densa o arcilla preconsolidada (fig. 15.5e), la curva es más empinada que la correspondiente curva de la figura 15.3d.

Como consecuencia, en la figura 15.4, que representa la relación entre la presión de confinamiento y los valores de  $E_i$ , la curva de  $E_{in}$  para arena suelta estaría situada por debajo de la línea  $E_i$  de ésta, mientras que, para arena densa, se situaría por encima de la línea  $E_i$  correspondiente.

Si al final de su consolidación inicial bajo la presión de confinamiento  $p_3$ , una probeta no está saturada, el cierre de las conexiones de drenaje antes de aplicar la presión externa  $\Delta p$  no impide el cambio de volumen, a causa de que se comprime el aire contenido en ella. A medida que la diferencia de tensión aumenta, la presión de poros también lo hace, no sólo en el agua sino también en el aire contenido en los huecos. La relación entre la presión que se desarrolla en el aire y la que se produce en el agua es compleja, y la medida por separado de la presión del aire y del agua contenida en los poros no es todavía un procedimiento de rutina. La relación tensión-deformación depende en una medida considerable del grado

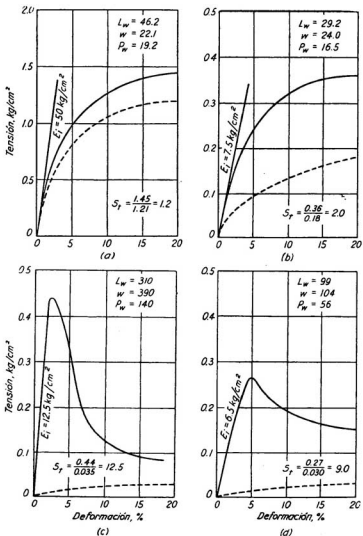


Fig. 15.6. Curvas tensión-deformación en compresión simple para cuatro muestras típicas de arcilla inalteradas (líneas llenas) y amasadas (líneas punteadas).

inicial de saturación. Para los suelos compactados, dicha relación se ve también influenciada de una manera significativa por el método de compactación (Seed et al. 1960).

### ***Ensayo de compresión simple***

Cuando una probeta saturada de arcilla que ha sido completamente consolidada bajo la presión de confinamiento  $p_3$  se retira de la cámara triaxial, la presión  $p_3$  se reemplaza por una presión capilar  $p_c$  de igual intensidad (ecuación 21.4) y, como consecuencia, tanto el contenido de agua como las tensiones efectivas en la arcilla permanecen prácticamente inalteradas. Por tanto, si la probeta es luego sometida a un ensayo de compresión simple, los resultados que se obtienen son prácticamente idénticos a los que arroja un ensayo normal de compresión consolidado no drenado ejecutado con el mismo material.

Cuando la arcilla de que se trata ha sido normalmente consolidada en el terreno, la presión de consolidación horizontal  $\bar{p}_h$  es siempre algo menor que la presión vertical  $\bar{p}_v$  que aquélla soporta. La relación  $\bar{p}_h/\bar{p}_v$  parece estar situada alrededor de 0,6 para arcillas poco plásticas y 0,8 para arcillas muy plásticas. Por tanto, si se recupera una muestra perfectamente inalterada, las tensiones efectivas iniciales en su periferia se reemplazan por una presión hidrostática capilar igual en todos los sentidos con una intensidad aproximada:

$$p_3 = 1/3(\bar{p}_v + 2\bar{p}_h) = 0,7 \text{ a } 0,9 \bar{p}_v \quad (15.4)$$

Por ello, los resultados de un ensayo de compresión simple, ejecutado con una muestra perfectamente inalterada, son aproximadamente los mismos que se obtienen en un ensayo consolidado no drenado ejecutado con la misma muestra bajo una presión de confinamiento  $p_3$  (ecuación 15.4). Esta relación torna posible obtener información relativa a las características tensión-deformación de una arcilla bajo condiciones consolidadas no drenadas sin recurrir al aparato triaxial. La figura 15.6 muestra resultados típicos. Las curvas llenas indicadas en las figuras 15.6a y 15.6b corresponden a las curvas llenas de la figura 15.5b a d, mientras que las curvas llenas de la figura 15.6c y d corresponden a las punteadas de la figura 15.5b y d \*.

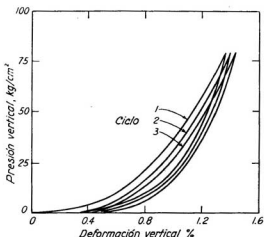
Si los ensayos representados por las curvas llenas de la figura 15.6 se repiten sobre las mismas probetas después de ser amasadas con un contenido de humedad constante, se obtienen las curvas punteadas. La diferencia entre las ordenadas de las curvas llenas y las que corresponden a las curvas punteadas indica el grado de sensibilidad de la arcilla, según se define en el artículo 7.

\* Es conveniente destacar que el uso del ensayo de compresión simple debe en general reservarse a las arcillas saturadas normalmente consolidadas o a las poco preconsolidadas por una cubierta que fue erosionada. No es necesariamente aplicable a las arcillas preconsolidadas, debido a que suelen estar fisuradas. (N. del T.)

Se puede ver que la inclinación de la curva tensión-deformación para una muestra inalterada de arcilla de baja sensibilidad decrece continuamente con el aumento de la deformación como aquella de la curva llena de la figura 15.5b, mientras que para arcillas altamente sensitivas la pendiente permanece casi constante hasta que se llega al punto rotura (curva punteada en la figura 15.5b). Se concluye que las arcillas altamente sensitivas se comportan en estado inalterado como materiales frágiles, pero que al ser amasadas adquieren la consistencia de líquidos muy viscosos.

### **Relaciones tensión-deformación bajo condiciones de tensión variables**

En la práctica de la ingeniería, la carga que actúa sobre los suelos situados debajo de la mayoría de las estructuras, varía periódicamente entre un valor inferior y otro superior, como lo son aquellos correspondientes al peso propio y al peso propio más la sobrecarga. Tanto los ensayos de laboratorio como la experiencia han mostrado que la reducción y subsecuente reaplicación de la tensión en un suelo de cualquier tipo va asociada con un aumento de deformación específica como lo indica la figura 15.7 para una



**Fig. 15.7.** Relación entre tensión y deformación verticales para arena gruesa uniforme moderadamente densa sometida a una carga vertical repetida (según Hendron, 1963).

probeta confinada de una arena relativamente densa. No obstante, la magnitud del aumento disminuye al incrementarse el número de ciclos de tensión. Por ello, al calcular el asentamiento final de las estructuras que soportan cargas muy variables, como los elevadores de granos o las

vías grúas, las consecuencias que acarrearán las variaciones de carga deben ser consideradas especialmente.

#### Lecturas seleccionadas

- Andresen, A. y N. E. Simons (1960), "Norwegian triaxial equipment and technique", *Proceedings ASCE Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils*, págs. 695-709. Discusión sobre equipos especializados y procedimientos para ensayos triaxiales.
- Bishop, A. W. y D. J. Henkel (1962), *The measurement of soil properties in the triaxial test*, 2ª ed., Londres, Edward Arnold, 228 págs. Detallada discusión sobre aparatos, técnicas y resultados típicos.

### ART. 16 CONDICIONES DE ROTURA DE LOS SUELOS

#### *Diagrama de rotura de Mohr y ecuación de Coulomb*

Los suelos, como la mayoría de los materiales sólidos, rompen por tracción o por corte. Las tensiones de tracción pueden causar la abertura de grietas que, bajo algunas circunstancias de importancia práctica, son indeseables o dañinas. Pero en la mayoría de los problemas de ingeniería solo la resistencia a rotura por corte merece ser considerada.

La rotura por corte comienza en un punto de una masa de suelo, cuando en alguna superficie que pasa por dicho punto se alcanza una combinación crítica entre la tensión normal y la tangencial o de corte. Se han desarrollado varios tipos de dispositivos para determinar e investigar el valor que adquiere esta combinación crítica bajo distintos estados de sollicitación. Por el momento, el más usado es el aparato triaxial descrito en el artículo 15. Como con este aparato solo se pueden aplicar tensiones principales sobre la superficie externa de la probeta, el estado de tensión en cualquier otro plano que no sea uno de los planos principales debe ser determinado indirectamente.

De acuerdo con los principios de la mecánica, la tensión normal y la tangencial en un plano perpendicular al plano de la tensión principal intermedia, e inclinado en un ángulo  $\alpha$  cualquiera respecto del plano sobre el que actúa la tensión principal mayor (fig. 16.1a) vienen dadas por las siguientes ecuaciones:

$$p = \frac{1}{2}(p_1 + p_3) + \frac{1}{2}(p_1 - p_3) \cos 2\alpha \quad (16.1)$$

$$t = \frac{1}{2}(p_1 - p_3) \sin 2\alpha \quad (16.2)$$

En un sistema de coordenadas (fig. 16.1b) cuyo eje horizontal corresponde a las tensiones normales y el vertical a las tensiones tangenciales o de corte, dichas ecuaciones representan puntos situados sobre una circunferencia con centro en el eje de abscisas, representación ésta que se conoce como el *diagrama de Mohr*. Se pueden también escribir expresiones similares para las tensiones normales y de corte que actúan sobre planos que contienen la tensión principal intermedia, estando sus componentes deter-

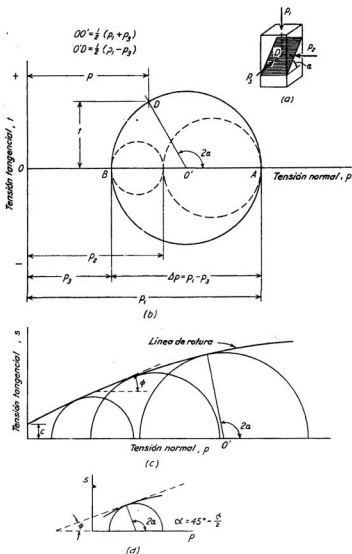


Fig. 16.1. Diagrama de Mohr y envolvente de rotura. (a) Tensiones principales y plano inclinado sobre el que actúan las tensiones normales y tangenciales  $p$  y  $t$ ; (b) Circunferencia de tensiones; (c) Envolvente de rotura de una serie de circunferencias de rotura; (d) Relación entre los ángulos  $\alpha$  y  $\phi$ .

minadas por las coordenadas de los puntos contenidos por las circunferencias dibujadas en punteado en la figura 16.1b. Como en el ensayo triaxial usual la tensión principal mayor actúa en la dirección vertical y la presión de cámara es a la vez tensión intermedia y menor, el diagrama de Mohr se reduce a la circunferencia exterior que corresponde a las tensiones principales mayor y menor  $p_1$  y  $p_3$ . Esta circunferencia se conoce como la *circunferencia de tensiones*.

Las coordenadas de todo punto, como el D, situado sobre la circunferencia de tensiones, representan la tensión normal y la de corte que actúan sobre un plano específico, inclinado de un ángulo  $\alpha$  con respecto a la dirección del plano sobre el que actúa la tensión principal mayor. De la geometría de la figura se observa que el ángulo al centro  $AO'D$  es igual a  $2\alpha$ .

Siempre que las tensiones principales  $p_1$  y  $p_3$  corresponden al estado de rotura de una probeta, por lo menos uno de los puntos de la circunferencia de tensiones debe representar una combinación de tensión normal y de corte que conduce a la rotura en algún plano a través de ella. Más aún, si las coordenadas de dicho punto fuesen conocidas, la inclinación del plano sobre el cual se produce la rotura podría ser determinada por el conocimiento del ángulo  $\alpha$ .

Cuando se conducen una serie de ensayos y se dibujan, para cada uno de ellos, las circunferencias de tensiones que corresponden al estado de rotura, al menos un punto de cada circunferencia representa la combinación tensión normal y de corte asociada con la rotura. Si el número de ensayos aumenta indefinidamente y el material es homogéneo e isótropo, resulta evidente que la envolvente de las circunferencias de rotura (figura 16.1c) representa el lugar geométrico de los puntos asociados con la rotura de las probetas. La envolvente se conoce como la *línea de rotura* o la *línea de resistencia intrínseca* y, para un material dado, depende de las condiciones específicas que corresponden a la serie de ensayos ejecutados.

De la geometría de la figura 16.1d se puede ver que para cualquier circunferencia de rotura:

$$2\alpha = 90^\circ + \phi$$

Por consiguiente, el ángulo entre el plano en que se produce la rotura y el plano de la tensión principal mayor es:

$$\alpha = 45^\circ + \frac{\phi}{2} \quad (16.3)$$

En general, la línea intrínseca de rotura obtenida de una serie de ensayos, ejecutados con un suelo dado, bajo un conjunto también dado de condiciones, es curva. No obstante puede con frecuencia ser aproximada por una línea recta de ecuación:

$$s = c + p \operatorname{tg} \phi \quad (16.4)$$

Esta expresión se conoce como la *ecuación de Coulomb* \*. En ella el símbolo  $t$ , que representa la tensión de corte, se remplaza por  $s$ , conocida como la *resistencia a la rotura* o la *resistencia al corte*, a causa de que los puntos de la línea intrínseca se refieren específicamente a estados de tensión asociados con la rotura.

### Evaluación de $c$ y $\phi$

Las ecuaciones 16.3 y 16.4 son válidas solamente si  $\text{tg } \phi$  tiene el mismo valor para cualquier sección plana que pasa por un punto dado del material solicitado. Si los vacíos de un suelo isotrópico están ocupados solamente por aire bajo presión atmosférica, esta condición se satisface. En cambio, si están ocupados con un líquido bajo una tensión  $u_w$ , una parte de  $\bar{p}$  de la presión  $p$  (ecuación 16.4) la soportan los componentes sólidos, los que exhiben un valor definido del parámetro  $\text{tg } \phi$ , mientras que la diferencia  $p - \bar{p} = u_w$  la soporta el líquido que tiene  $\text{tg } \phi = 0$ . La relación  $\bar{p}/u_w$  es distinta para las diferentes secciones que pasan por un mismo punto, de modo que la ecuación y la interpretación física precedente de la línea de rotura de Mohr son válidas solo en la condición de que  $p$  en las ecuaciones 16.1 a 16.4 se remplace por la tensión efectiva  $\bar{p} = p - u_w$ , con lo cual:

$$s = c + (p - u_w) \text{tg } \phi = c + \bar{p} \text{tg } \phi \quad (16.5)$$

Ecuación que se designa como la *ecuación revisada de Coulomb* (Terzaghi, 1938a).

Cuando las abscisas del diagrama de Mohr representan presiones efectivas  $\bar{p}$  y la línea de rotura es una recta, la inclinación de dicha línea se

\* Para definir la línea de resistencia intrínseca se necesitan un mínimo de dos y de preferencia tres circunferencias de Mohr, lo que significa ejecutar tres ensayos triaxiales bajo tres presiones de confinamiento  $p_1$  distintas. En principio, para conseguirlo se requieren tres muestras iguales de un mismo material o tres probetas de una misma muestra. No obstante, utilizando una máquina de ensayo con deformación controlada, en todos los suelos cuya curva tensión-deformación tiene un pico máximo, como el de la fig. 16.2 (b), es posible realizar los tres ensayos con una sola muestra para lo cual solo es indispensable tomar el cuidado necesario para que, para cada presión de confinamiento  $p_1$ , la deformación específica no exceda de aquella que desarrolla el respectivo máximo de  $\Delta p$ . Para ello, tan pronto como  $\Delta p$  adquiere una tendencia a disminuir, se da por terminado el ensayo y se inicia otro aumentando  $p_1$  para repetir el proceso. Según la experiencia del traductor, el procedimiento, conocido como *ensayos triaxiales escalonados*, es aplicable a todos los materiales suficientemente deformables, desde los suelos blandos hasta la roca blanda, incluidos la arena y la grava. Durante los ensayos se insinúan a veces planos potenciales de fractura de la probeta que, en principio, la debilitarían para los ensayos siguientes, pero debido a que la línea real de resistencia intrínseca es curva como lo indica la fig. 16.1 (c), el ángulo  $\alpha$  varía con la presión de confinamiento  $p_1$  de modo que dichos planos no son coincidentes para los distintos ensayos, hecho que explica la posibilidad de realizarlos. El último ensayo se lleva hasta definir la resistencia residual  $\Delta p_u$ . Véase O. Moretto y A. J. L. Bolognesi: "Shear strength on soft intact clay and silty stones" II Cong. Int. Soc. for Rock Mechanics, Yugoslavia, 1970; también: Núñez E. *Los parámetros de corte obtenidos a partir de los ensayos escalonados*, 2º Congr. Pan. de Mec. de Suelos y Cimentaciones, Brasil, 1963, Vol. II, pág. 123.

conoce usualmente como el *ángulo de resistencia al corte*  $\phi$  del material y la intersección al origen para  $\bar{p} = 0$  se llama comúnmente la *cohesión*. Los materiales que satisfacen estrictamente estas condiciones se denominan *materiales plásticos ideales*. Sus características de corte se definen por medio de dos parámetros:  $c$  y  $\phi$ .

El valor de  $\phi$  de la ecuación 16.5 se supone una propiedad del material. Pero en realidad la parte  $\bar{p} \tan \phi$  de la resistencia al corte representa el resultado combinado de dos componentes muy diferentes. Un componente es  $\bar{p} \tan \phi_f$ , en el cual  $\phi_f$ , el ángulo de fricción entre las partículas en sus puntos de contacto, depende de la composición de las partículas y del líquido que ocupa los vacíos (Horn y Deere, 1963). Prácticamente no se necesita deformación alguna para movilizar esta parte de resistencia al corte. La segunda componente, mucho más importante, depende de la forma de los granos y del grado de trabazón de las partículas situadas en correspondencia con la superficie de deslizamiento. Su magnitud es una función de la densidad relativa o del índice de liquidez del material. La movilización de este componente está asociada con el desplazamiento por rotación relativa de las partículas y requiere por tanto una deformación considerable. Más aún, una vez que se ha desarrollado una superficie de deslizamiento, el desplazamiento subsiguiente supone un grado de trabazón entre los granos situados en correspondencia con la superficie de deslizamiento, cada vez menos íntimo del que existía en el instante en que se inició la rotura. En los suelos cohesivos, la rotura está además comúnmente ligada a una disminución de la cohesión. Por consiguiente, si se excluyen las arenas sueltas no cohesivas, en todos los otros suelos el deslizamiento va asociado con una disminución permanente de la resistencia al corte a lo largo de la superficie de rotura. Este hecho explica las características engañosas respecto de la aparente estabilidad de aquellos taludes en los cuales ya se han producido deslizamientos con anterioridad.

En la mecánica de suelos, la solución matemática de prácticamente todos los problemas de estabilidad va precedida de la determinación experimental de los valores de  $c$  y  $\phi$ , con el subsecuente remplazo del suelo real por un material plástico ideal al cual se le asignan los parámetros de corte  $c$  y  $\phi$ . Estos remplazos suponen la hipótesis de que ambos  $c$  y  $\phi$  son independientes de la deformación e implican que los suelos no rompen hasta que la tensión de corte en todos los puntos de una superficie potencial de deslizamiento continua alcanza el valor  $s$  definido por la ecuación 16.5. Las roturas de este tipo se llaman *simultáneas*. La curva tensión-deformación obtenida del ensayo triaxial de un material plástico ideal que exhibe rotura simultánea se parece, por tanto, a una de las mostradas en la figura 16.2a. Se dice que la rotura se produce cuando la diferencia de tensión alcanza el valor  $\Delta p_f$  y no hay por ello ambigüedad con respecto a la posición de la línea de rotura dibujada en base a las tensiones efectivas.

En contraste, la curva tensión-deformación de un suelo real suele exhibir un pico máximo  $\Delta p$ , que se produce para una pequeña deformación (fig. 16.2b), a partir del cual el valor de  $\Delta p$  que la probeta puede soportar disminuye, para alcanzar, con grandes deformaciones, un valor menor  $\Delta p_u$ , cono-

cido como la *resistencia final*. La posición de la línea de rotura depende entonces de cuál de los valores  $\Delta p$  se considera para representarla. A los valores picos de  $\Delta p$  le corresponde la curva superior de la figura 16.2c. Por el contrario, si resultase de interés considerar el límite inferior de la resistencia al corte, sería del caso construir la línea de rotura de los valores finales.

Toda vez que el material se caracteriza por una curva tensión-deformación que exhibe un pico, hay poca probabilidad para que se den las condiciones necesarias para llegar a una rotura simultánea, pues, aun en un material

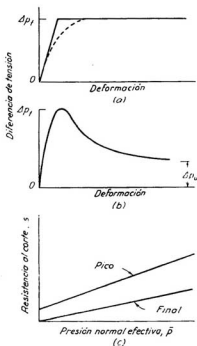


Fig. 16.2. (a) Curva tensión-deformación para un material plástico ideal con rotura simultánea; (b) Curva tensión-deformación para un suelo real, mostrando la resistencia pico o máxima y la final; (c) Líneas de rotura típicas para la resistencia pico y la final de un mismo suelo.

homogéneo, las deformaciones a lo largo de la superficie potencial de deslizamiento no suelen ser uniformes. Como consecuencia, el suelo a lo largo de parte de la superficie de deslizamiento puede estar ejerciendo su resistencia pico mientras que el resto solo desarrolla un valor menor. En condiciones extremas, como se dan, por ejemplo, en las arcillas extrasensitivas,

una pequeña deformación tangencial puede resultar suficiente para reducir la resistencia al corte  $s$  a una pequeña fracción de su valor pico (fig. 15.6c). Por ello, la rotura de una masa de arcilla extrasensitiva suele comenzar por un punto, en el que la tensión de corte se torna igual a  $s$  (ecuación 16.5) y desde ese punto extenderse al resto de la superficie potencial de rotura. Las roturas de este tipo se dice que son *progresivas*. Invalidan los resultados de los cálculos basados en la hipótesis convencional de la rotura simultánea.

A causa de estas diferencias entre los suelos reales y los ideales, los cálculos de estabilidad basados en resultados de ensayos y en la ecuación 16.5 son estrictamente válidos solo para el material plástico ideal que substituyó al suelo real. Las consecuencias prácticas de las diferencias observadas entre los suelos reales y sus sustitutos ideales deben ser compensadas con un coeficiente de seguridad adecuado. La importancia de las diferencias depende del tipo de suelo y, para un suelo dado, de su historia de carga. El único suelo real que se comporta casi exactamente como su equivalente plástico ideal es la arena limpia no cohesiva con una relación de vacíos próxima al valor crítico.

Con respecto a sus características de corte, los suelos reales se dividen comúnmente en dos categorías: suelos no cohesivos, como lo son las gravas, arenas y limos no plásticos, y suelos cohesivos, como las arcillas y los limos plásticos. Los suelos no cohesivos se tratan en el artículo 17, y los suelos cohesivos en el artículo 18.

#### Lecturas seleccionadas

- Henkel, D. J. (1960), "The shear strength of saturated remolded clays", *Proceedings ASCE Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils*, págs. 533-554. Resumen de ensayos triaxiales expresados en términos de relaciones fundamentales entre tensiones.
- Newmark, N. M. (1960), "Failure hypotheses for soils", *Proceedings ASCE Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils*, págs. 17-32. Discusión general de las hipótesis de rotura para materiales ideales y sus posibles aplicaciones a los suelos. Véase también "Discussions", págs. 987-995.
- Schmertmann, J. H. y J. O. Osterberg (1960), "An experimental study of the development of cohesion and friction with axial strain in saturated cohesive soils" *Proceedings ASCE Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils*, págs. 643-694.
- Bishop, A. W. (1966), "The strength of soils as engineering materials", *Geotechnique*, Vol. 16, págs. 91-128.

## ART. 17 RESISTENCIA AL CORTE DE SUELOS NO COHESIVOS

### *Arenas y limos inorgánicos*

Las características de corte de las arenas y de los limos inorgánicos, a menos que el suelo sea excepcionalmente suelto, pueden representarse bastante bien con la ecuación 17.1:

$$s = (p - u_w) \operatorname{tg} \phi = \bar{p} \operatorname{tg} \phi \quad (17.1)$$

Los depósitos naturales de arena y de limo pueden encontrarse en cualquier estado intermedio comprendido entre el suelto y el denso. De-

pendiendo principalmente de la densidad relativa, el valor de  $\phi$  varía entre extremos bastante amplios. La distribución granulométrica y la forma de los granos también influyen sobre el valor de  $\phi$ . La tabla 17.1 proporciona valores representativos para presiones efectivas  $p$  menores que  $5 \text{ kg/cm}^2$ .

**Tabla 17.1**

*Valores representativos de  $\phi$  para arenas y limos*

Materiales	Grados	
	Suelto	Denso
Arena, granos redondos, uniformes	27-5	34
Arena, granos angulares, bien graduados	33	45
Gravas arenosas	35	50
Arena limosa	27-33	30-34
Limo inorgánico	27-30	30-35

Como la mayor parte de la resistencia al corte proviene de la trabazón entre granos, los valores  $\phi$  no se diferencian apreciablemente para el suelo seco o húmedo.

Cuando la presión  $\bar{p}$  aumenta de unos 5 a unos  $50 \text{ kg/cm}^2$ , los valores de  $\phi$  disminuyen gradualmente en unos  $10^\circ$ . Esta disminución va asociada con un aumento del porcentaje de granos que rompen por aplastamiento a medida que se aproxima el estado de rotura.

En la figura 15.3c y e se destaca la tendencia de una arena suelta a disminuir de volumen, y de una arena densa a dilatar durante el corte. La permeabilidad de una arena muy fina y de un limo saturados es tan baja que la aplicación rápida de una tensión de corte va asociada con un temporario aumento de la presión de poros  $u_w$  (ecuación 17.1) si el suelo es suelto, o de una temporaria disminución de  $u_w$ , si el suelo es denso. Paralelamente, la resistencia del suelo decrece o aumenta temporariamente. Por ello, si se hincan pilotes, por ejemplo, en uno de estos materiales en estado saturado y suelto, los pilotes encuentran solo una pequeña resistencia, que prácticamente es independiente de la profundidad, mientras que si el mismo material está en estado denso los pilotes pueden llegar pronto a rechazo.

Si la arena o el limo está en relación de vacíos crítica (artículo 15), la presión de poros  $u_w$ , y por consiguiente la resistencia al corte, permanecen prácticamente constantes. Por ello, cuando existen condiciones que toman posible la aplicación rápida de una tensión de corte, para evitar una reducción de resistencia, se considera comúnmente aconsejable compactar los terraplenes de arena o de limo hasta una relación de vacíos menor que el valor crítico. Teniendo en cuenta que la relación de vacíos crítica disminuye algo con el aumento de la presión de confinamiento, se necesita una mayor compactación para alcanzar este propósito debajo de las fundaciones fuertemente cargadas o de los terraplenes altos que debajo de cargas menores.

### ***Licuación espontánea y arenas fluidas verdaderas***

En algunas localidades se han encontrado arenas finas que son tan sueltas que una pequeña alteración, como un choque débil, causa una importante disminución de volumen a presión constante  $p$  (ecuación 17.1). Si esta disminución se produce debajo del nivel freático, va precedida de un aumento temporario de  $u_w$  a un valor casi igual a  $p$ , con lo cual  $\bar{p} = p - u_w$  se torna casi igual a cero y la arena fluye como un líquido viscoso. Este fenómeno se conoce como *licuación espontánea* y ha ocurrido tanto en terraplenes artificiales de arena suelta como en depósitos naturales. Ejemplos de rotura de taludes en depósitos naturales (*verdaderas arenas fluidas*) se dan en el artículo 49.

La experiencia indica que la licuación espontánea más común ocurre en las arenas finas limosas. Este hecho, combinado con el comportamiento observado de las verdaderas arenas fluidas, sugiere que el agregado formado por los granos de arena posee una *estructura metaestable*, es decir, que la estructura es estable solamente porque existe alguna influencia estabilizante suplementaria. Un depósito de arena limpia bajo agua es estable, aun cuando sea suelto, porque los granos ruedan a posiciones estables. En una arena capaz de licuación espontánea, algún agente debe interferir en este proceso.

Si un depósito artificial de arena húmeda se coloca por encima del nivel freático, el agente que interfiere está formado por las películas de humedad, las que producen una cohesión aparente suficiente para impedir que los granos rueden hasta las posiciones estables. Este proceso y sus consecuencias han sido reproducidos en el laboratorio (Geuze 1948, Bjerrum et al., 1961). Los experimentos también indican que la densidad relativa de la arena fluida verdadera es mucho menor que aquella que corresponde a la relación de vacíos crítica.

La arena limpia que se deposita bajo agua, aun cuando esté suelta, tiene una estructura estable, pero cuando en cambio sedimenta juntamente con limo puede desarrollar una estructura metaestable. Las depresiones entre los granos de arena en la superficie del sedimento se llenan parcialmente de limo suelto, que impiden a los granos de arena alcanzar posiciones estables. La subsecuente consolidación bajo una presión estática, sin deformación lateral, es resistida por la fricción en los puntos de contacto entre los granos de arena. No obstante, si se produce un deslizamiento en los puntos de contacto, por ejemplo debido a un choque con una intensidad que excede en cierto valor límite, la estructura metaestable se derrumba y la licuación se produce. La rotura resultante aparece como progresiva, empezando en un punto y prosiguiendo como una reacción en cadena.

Si debajo de la base de una estructura o de un dique de tierra existe una capa de arena verdaderamente fluida, es evidente que ésta constituye una fuente potencial de peligro. Pero en un depósito natural de arena es muy difícil detectar la existencia de una estructura metaestable, a causa de que ésta se derrumba durante el muestreo y subsecuente transporte. No obstante, la experiencia sugiere que las arenas verdaderamente fluidas pueden producirse en capas, o en grandes lentes, entre otras capas de arena mode-

radamente densas o sueltas. Se originan, probablemente, como consecuencia de variaciones periódicas en el contenido de limo del agua turbida que trasporta la arena al lugar de deposición. Por ello, si un dique debe ser construido sobre una espesa capa de arena suelta, la arena debe ser compactada como se describe en el artículo 50, porque puede contener zonas de arena fluida verdadera.

### *Licuação bajo inversión de tensión o de deformación*

En el artículo 15 se puntualizó que cada reducción y reaplicación de tensión va acompañada de un aumento de deformación, a pesar de que la magnitud del aumento aminora en cada ciclo. Si el suelo está saturado y se impide el drenaje, cada reducción y reaplicación de tensión o deformación va igualmente acompañada de un incremento de presión de poros cuya magnitud también decrece progresivamente con los ciclos.

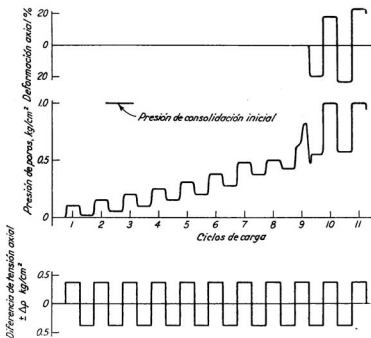


Fig. 17.1. Resultados de un ensayo no drenado de arena suelta saturada durante el cual la presión axial oscila entre  $1 \pm 0.39$   $kg/cm^2$  mientras la presión de cámara se mantiene constante en 1  $kg/cm^2$  (según Seed y Lee, 1966).

Si se consolida en el aparato triaxial una probeta de arena suelta saturada bajo una presión de confinamiento  $p_c$  y luego, a presión de cámara constante, con drenaje impedido, se hace alterar la tensión axial entre  $p_c + \Delta p$  y  $p_c - \Delta p$ , cada alteración produce un incremento  $\Delta u$  de la presión de poros en el interior de la probeta (fig. 17.1). Después de un número de alternancias, el valor de  $u_w$  se torna igual a la tensión efectiva  $p_c$  que existía antes de que la carga cíclica comenzara, con lo cual la probeta pierde su resistencia y no tiene más capacidad para mantener su forma. La repentina pérdida de resistencia y rigidez corresponde a la licuación de la arena.

Si se repite el ensayo con la misma arena en un estado denso, los valores de  $u_w$  se incrementan de una manera similar, excepto que los incrementos de  $\Delta u$  son mucho menores por ciclo y el número de ciclos necesarios para producir la licuación se aumenta grandemente. Un aumento en la presión de consolidación  $p_c$ , manteniendo las otras variables iguales, incrementa el número de ciclos requeridos para producir la licuación, mientras que el aumento en  $\Delta p$  tiene un efecto opuesto (Seed y Lee, 1966). Un comportamiento similar ocurre si se imponen a la probeta alternancias de deformación en lugar de alternancias de tensión.

Las masas de arena uniforme suelta relativamente fina, situadas debajo del nivel freático, son susceptibles de licuación durante un terremoto, especialmente si su duración es suficientemente larga como para que ocurran un gran número de oscilaciones que impliquen la repetición de inversiones de deformación tangencial de gran magnitud. Después que un terremoto violento se ha mantenido durante un tiempo suficiente, una capa suelta situada a una moderada profundidad puede llegar a licuarse, con lo cual el agua excedente subirá a la superficie, con frecuencia en consonancia con la formación de borbotones de arena espaciados más o menos a igual distancia. La arena situada por encima de la zona licuada se ve entonces sometida a un gradiente hidráulico ascendente y también pierde su resistencia al corte, con lo cual las zapatas que soporta pueden hundirse en el terreno (IISSE, 1965). Es menos probable que las arenas densas tiendan a la licuación bajo estas circunstancias a causa de que la duración de la mayoría de los terremotos violentos no es suficientemente larga como para llegar al número requerido de repeticiones.

Los terraplenes de arena suelta y los depósitos naturales de arena saturada pueden licuar, aun cuando no posean una estructura metaestable, bajo la pequeña provocación de débiles vibraciones o de unos pocos choques repetidos. Uno de estos terraplenes constituía la porción agua arriba de un dique, con un núcleo vertical de arcilla, situado entre una presa de embalse de hormigón y la margen derecha del valle del río. El talud tenía una altura de unos 15 m; su inclinación disminuía de 2:1 en la cresta a 4:1 al pie. La arena, de la cual el 80 % de los granos estaba comprendido entre 0,3 y 1,5 mm, fue volcada en capas irregulares por encima del nivel freático, en un estado húmedo sin compactación. El talud resultó estable durante el primer llenado del embalse y un subsecuente descenso de su nivel de 1,5 m; permaneció estable cuando los contratistas comenzaron a practicar voladuras para demoler la ataguía agua arriba, situada a una dis-

tancia de aproximadamente 150 m. Pero la intensidad de las cargas fue gradualmente aumentando y unos 8 a 10 minutos después de que la última carga fuese explotada, el talud comenzó a fallar en la unión entre el dique y la presa de hormigón. En el término de unos 20 segundos el movimiento se extendió a toda la longitud del talud, llegando a una distancia de aproximadamente 75 m desde el punto inicial. La arena se desparramó sobre el fondo del embalse como una espesa solera y dejó la mayor parte del borde agua arriba del núcleo de arcilla sin soporte.

#### Lecturas seleccionadas

- Rutledge, P. C. (1947). *Review of the cooperative triaxial shear research program of the Corps of Engineers*. Waterways Experiment Station. Capítulo IV: "Resultados detallados para suelos no cohesivos". Contiene considerable información sobre las propiedades de las arenas y de las gravas.
- Chen, L. S. (1948). "An investigation of stress-strain and strength characteristics of cohesionless soils by triaxial compression tests", *Proceedings - Segunda Conferencia Internacional de Mecánica de Suelos*, Rotterdam (1948), Vol. 5, págs. 35-43.
- Penman, A. D. M. (1953). "Shear characteristics of a saturated silt, measured in triaxial compression", *Geotechnique*, Vol. 3, págs. 312-328.
- Holtz, W. G. y H. J. Gibbs (1956b). "Triaxial shear tests on pervious gravelly soils", *ASCE Journal Soil Mechanics*, Vol. 82, núm. SM1, Art. núm. 867, 9 págs.
- Wu, T. H. (1957). "Relative density and shear strength of sands", *ASCE Journal Soil Mechanics*, Vol. 83, núm. SM1, Art. núm. 1161, 23 págs.
- Bjerrum, L., S. Kringstad y O. Kummeneje (1961). "The shear strength of a fine sand", *Proceedings. Quinta Conferencia Internacional de Mecánica de Suelos*, París, Vol. 1, págs. 29-37.

### ART. 18 RESISTENCIA AL CORTE DE SUELOS COHESIVOS

#### *Arcillas inalteradas normalmente consolidadas de baja a moderada sensibilidad*

Los resultados de ensayos triaxiales drenados sobre suelos cohesivos normalmente consolidados se pueden expresar con exactitud satisfactoria por medio de la ecuación de Coulomb, con  $c = 0$ . Así:

$$s = \bar{p} \operatorname{tg} \phi \quad (18.1)$$

El valor de  $\phi$  para estos materiales, amasados o en estado inalterado, está relacionado con el índice de plasticidad. Se pueden estimar valores aproximados con la ayuda de la figura 18.1, a pesar de que la dispersión, para la mayoría de las arcillas, puede ser del orden de  $5^\circ$  (Bjerrum y Simons, 1960). Sin embargo, para una arcilla con un límite líquido de 426 % proveniente de la ciudad de Méjico, se obtuvo un valor excepcionalmente alto de  $\phi = 47^\circ$  (Lo, 1962). Resulta de ello aparente que la relación estadística representada por la figura 18.1 no es de validez general y debe, por tanto, ser usada con precaución.

En condiciones corrientes de la práctica, la baja permeabilidad de las arcillas retarda mucho el drenaje y, como consecuencia, la presión de poros  $u_w$  asociada con las fuerzas que tienden a romper el material pueden no

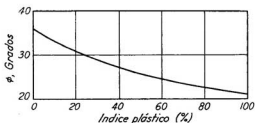


Fig. 18.1. Relación entre el ángulo  $\phi$  en condiciones drenadas e índice plástico para arcillas de sensibilidad mediana a baja.

llegar a disiparse con rapidez. Como las presiones de poros asociadas con el corte son positivas (fig. 15.5c) la resistencia indicada por la ecuación 18.1 puede requerir un largo tiempo para desarrollarse, pues el lapso necesario para la disipación de dichas presiones está gobernado por las características de consolidación y las dimensiones de la masa cohesiva (artículos 14 y 25).

Las condiciones asociadas con una falta completa de drenaje pueden aproximarse ejecutando ensayos triaxiales consolidados no drenados (artículo 15). Los resultados de tales ensayos, en los cuales  $\bar{p}_1$  y  $\bar{p}_3$  son las tensiones efectivas principales de rotura, se representan por la circunferencia de rotura  $E$  de la figura 18.2a. Esta circunferencia es tangente a la línea intrínseca definida por la ecuación de Coulomb:

$$s = \bar{p} \operatorname{tg} \phi \quad (18.1)$$

En el momento de la rotura, la presión de poros positiva  $u_f$  actúa por igual en todas direcciones (véase la figura 18.2a). Por tanto, las tensiones principales totales de rotura son:

$$p_1 = \bar{p}_1 + u_f \quad (18.2)$$

y

$$p_3 = \bar{p}_3 + u_f \quad (18.3)$$

La circunferencia de rotura, en términos de tensiones totales, es por tanto la  $A$ . Tiene el mismo diámetro que la circunferencia  $E$ , pero está desplazada hacia la derecha en una distancia  $A_f \Delta p_f$  igual a la presión de poros  $u_f$  inducida en la muestra en el instante de la rotura.

Si, utilizando una misma arcilla, que es inicialmente consolidada bajo diferentes presiones de cámara  $p_a$ , se realizan varios ensayos no drenados, la envolvente de rotura de las circunferencias obtenidas, expresadas en términos de presiones totales, es también aproximadamente una línea recta que pasa por el origen (línea punteada de la figura 18.2a) y tiene por ecuación:

$$s = p \operatorname{tg} \phi_{cu} \quad (18.4)$$

en la cual  $\phi_{cu}$ , conocido como el ángulo de resistencia al corte consolidado no drenado, es apreciablemente menor que  $\phi$ . La relación entre  $\phi$  y  $\phi_{cu}$  viene determinada por el valor de la presión de poros inducida por la diferencia de tensión  $p_1 - p_3$  en el momento de la rotura. Para arcillas normalmente consolidadas, de baja a moderada sensibilidad, este valor es aproximadamente igual a la diferencia de tensión misma.

Debe hacerse notar que la circunferencia de rotura para un ensayo dado tiene el mismo diámetro, se dibuje ésta en término de tensiones efectivas o de tensiones totales. Las presiones de poros actúan con igual intensidad en todas las direcciones; por tanto, el incremento de presión de poros es el mismo para la presión mayor como para la menor. Esta conclusión

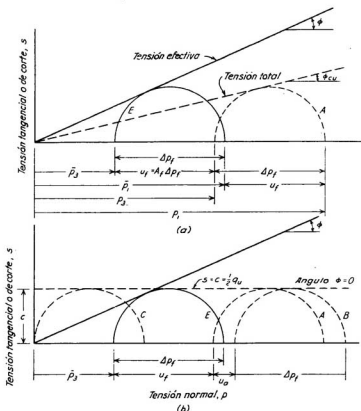


Fig. 18.2. (a) Resultados de ensayos consolidados no drenados de una arcilla normalmente consolidada de sensibilidad moderada; (b) Diagrama que ilustra la condición  $\phi = 0$ .

conduce a un concepto extremadamente útil, conocido como la condición  $\phi = 0$ . En la figura 18.2b, la circunferencia en trazo lleno E es la circunferencia de tensiones efectivas de la figura 18.2a. A su vez, la circunferencia A, dibujada representando las tensiones totales, corresponde a un ensayo consolidado no drenado en el cual la presión de poros al empezar es igual a cero y al terminar igual a  $u_f$ . Pero, si después de la consolidación inicial bajo la presión de confinamiento  $p_3$ , se hubiese incrementado la presión de cámara en una cantidad adicional  $u_a$  sin permitir el drenaje, la presión de poros inicial en la muestra hubiese sido igual a  $u_a$  y la presión de poros final igual a  $u_a + u_f$ . En términos de tensiones totales, la correspondiente circunferencia de rotura hubiese sido la B de la figura 18.2b. A pesar de ello, la circunferencia de tensiones efectivas todavía seguiría siendo la E. Como la elección del cambio de presión de cámara  $u_a$  fue arbitraria, se concluye que si varias muestras son primero consolidadas bajo la misma presión de confinamiento  $p_3$  y después ensayadas en condiciones no drenadas bajo distintas presiones de confinamiento, la línea de ruptura con respecto a tensiones totales es horizontal. Esta línea puede considerarse como un caso especial de la ecuación de Coulomb, que se distingue por la circunstancia de que  $s = c$  y  $\phi = 0$ , razón por la cual se la conoce como la condición  $\phi = 0$  (Skempton, 1948). Teniendo en cuenta que un ensayo de compresión simple no es en definitiva más que un ensayo triaxial en el cual la presión total principal menor  $p_3$  es igual a cero, círculo C en la figura 18.2b, la resistencia al corte para la condición  $\phi = 0$  se puede determinar por medio de un ensayo de compresión simple desde que:

$$s = c = \frac{1}{2}q_u \quad (18.5)$$

Quando se trata con suelos saturados de permeabilidad muy baja, como lo son la mayoría de las arcillas y de los limos, hay muchos problemas prácticos en los cuales se puede suponer que el contenido de humedad del suelo no cambia por un tiempo relativamente grande después de la aplicación de la carga. Es decir que, por cierto tiempo, prevalece la condición no drenada. Más aún, si se extrae una muestra conservando su contenido de humedad y se ensaya sin permitir que el mismo cambie, tanto la compresión simple como la triaxial, con presión de confinamiento  $p_3 + u_a$ , proveen un valor de la resistencia del suelo con respecto a tensiones totales que es aproximadamente igual al valor  $c$ , como se deduce fácilmente de la ecuación 18.5 dentro de las limitaciones impuestas por la ecuación 15.4. Por ello, y como consecuencia del concepto  $\phi = 0$ , el ensayo de compresión simple adquiere una importancia inusitada\*.

Quando en problemas que involucran depósitos de arcillas saturadas se presentan condiciones que van a ser controladas por la resistencia no dre-

\* Téngase presente que lo inusual en esta importancia debe entenderse como limitado esencialmente a las arcillas saturadas, normalmente consolidadas o poco preconsolidadas, homogéneas y uniformes. En las arcillas preconsolidadas, la existencia de un sistema de microfisuras internas invalida a veces los resultados y exige recurrir a ensayos triaxiales no drenados para obtener valores representativos. Naturalmente, el ensayo no es aplicable a las arcillas no saturadas. (N. del T.)

nada del material, con frecuencia se pueden usar ventajosamente otros tipos de ensayos expeditivos para evaluar la cohesión  $c$ . Los más importantes son los *ensayos con el aparato de paletas*, también llamado la *veleta* o el *molinete*, aparato éste que se halla esquematizado en la figura 44.17 y que se utiliza con el equipo que se describe en el artículo 44. En el laboratorio se usan también veletas similares de tamaño menor, especialmente para investigar la resistencia de muestras de arcilla muy débiles o de arcillas amasadas. Entre ellos el más conveniente, por sus particularidades, es el aparato manual denominado *torvane* (Sibley y Yamane, 1965) (fig. 18.3). Las veletas que lo

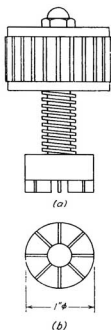


Fig. 18.3. Veleta manual "torvane" para determinar la resistencia al corte de materiales para los cuales  $s = c$ . (a) Vista lateral; (b) Vista de las paletas desde abajo.

constituyen se introducen dentro del suelo por empuje y luego, aplicando un momento torsor, que se mide con un resorte calibrado, se hace rotar el conjunto hasta que la arcilla rompe simultáneamente a lo largo de una superficie cilíndrica que circunscribe las veletas y la base de dicho cilindro. El valor de la cohesión  $c$  se lee directamente en el indicador del resorte calibrado, de modo que, cuando resulta aplicable, por medio de este aparato es dable practicar un examen rápido y detallado de la variación del valor de  $c$  para un conjunto grande de muestras (véase fig. 45.5).

En la parte III de este texto se desarrollan varios ejemplos del uso del concepto  $\phi = 0$  como criterio de medida de la resistencia al corte de arcillas saturadas.

Cuando una arcilla normalmente comprimida se consolida bajo una presión hidrostática de confinamiento  $p_3$  y luego se lleva a rotura en condiciones no drenadas, la circunferencia de Mohr que la representa en términos de tensiones totales es la A de la figura 18.2a. El radio  $c$  de esta circunferencia mide la resistencia al corte para la condición  $\phi = 0$ . De la figura 18.4a, por geometría se deduce:

$$\frac{c}{p_3 + c} = \frac{b}{c}$$

y por lo tanto

$$\frac{c}{p_3} = \frac{\text{sen } \phi_{cw}}{1 - \text{sen } \phi_{cw}}$$

relación ésta que, para una arcilla dada, es una constante. Ha llevado a la idea (Skempton, 1957) de que debe existir una relación similar entre la resistencia al corte no drenada de depósitos naturales de arcillas normalmente consolidadas, determinada ésta por medio de ensayos de compresión simple, de ensayos triaxiales no drenados, o de ensayos con el aparato de paletas, y la presión efectiva que el suelo soporta a la profundidad de la cual proviene, por efecto del peso de los depósitos sobrepuestos. Se ha encontrado que, para un depósito normalmente consolidado, esta relación, que se designa por  $c/\bar{p}$ , es realmente una constante, siempre y cuando el índice de plasticidad sea aproximadamente el mismo en todo el espesor del depósito de que se trata. Más aún, también se ha encontrado que los valores  $c/\bar{p}$  que le corresponden en el terreno a varios depósitos, o bien a zonas relativamente homogéneas de depósitos diversos, están íntimamente correlacionados con el índice plástico, como lo indica la figura 18.4b. Como todas las relaciones estadísticas, la de la figura 18.4b encierra la posibilidad de que aparezcan excepciones, pero la evidencia existente hasta el presente muestra que la relación allí indicada es aplicable a un amplio rango de tipos de arcillas sedimentarias.

La relación  $c/\bar{p}$ , estimada por medio de la figura 18.4b, torna posible una evaluación grosera de la resistencia al corte no drenada de los depósitos normalmente consolidados, sobre la base de los resultados de los límites de Atterberg. A la inversa, si la resistencia no drenada ha sido determinada por ensayos independientes, la comparación con los valores obtenidos sobre la base de la figura 18.4b puede servir de índice para indicar si la arcilla está normalmente consolidada o preconsolidada.

### *Arcillas extrasensitivas y arcillas fluidas*

La mayoría de los depósitos naturales de arcilla están formados por mezclas de partículas más o menos bien graduadas, con tamaños intermedios entre aquellos que corresponden a la arena fina y a la arcilla, y constituyen

formaciones relativamente poco sensitivas. En cambio, los suelos que consisten principalmente en partículas de tamaño de arcilla, con una estructura borde a cara o bien una estructura en flóculos (artículo 4), suelen experimentar una apreciable disminución de resistencia cuando son amasados y exhibir, además, por lo menos una sensibilidad moderada. Más aún, hay algunos depósitos naturales de arcilla que están formados por una mezcla de partículas de arena fina uniforme y de arcilla, en los cuales, cuando sedimentaron, la deposición simultánea de las partículas en forma de escama de la fracción más fina y de los granos equidimensionales de arena interfirió con el rodamiento de estos últimos granos e impidió que alcanzaran disposiciones estables. Por consiguiente, si los granos de arena se tocan entre sí, su configuración puede ser tan metaestable como la que corresponde a las verdaderas arenas fluidas. No obstante, los intersticios entre los granos de arena están ocupados por un material con partículas de tamaño de arcilla,

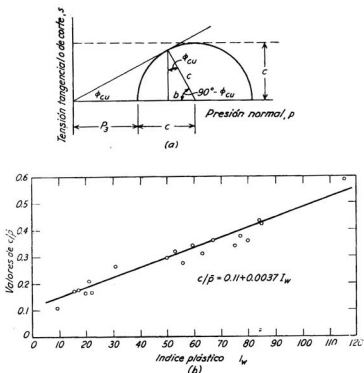


Fig. 18.4. (a) Diagrama de Mohr de rotura que muestra la forma de determinar la relación entre  $c$  y  $\bar{p}$  para un ensayo consolidado no drenado; (b) Correspondencia estadística entre la relación  $c/\bar{p}$  y el índice plástico (según Skempton, 1957).

el que adquiere, como resultado de los procesos físico-químicos conocidos por tixotropía y sinéresis, una resistencia apreciable a medida que progresa la sedimentación. Como consecuencia, aun cuando la arcilla es sensitiva, no por ello exhibe las propiedades de las verdaderas arenas fluidas. En muchos aspectos, la transición que va desde una arena suelta a una arena verdaderamente fluida tiene su contraparte en la distancia que separa las arcillas de baja y muy alta sensibilidad.

La rotura de las arcillas extrasensitivas, a semejanza con la que se produce en las verdaderas arenas fluidas, parece ser progresiva. Pero en lugar de trasformarse totalmente en un líquido viscoso, las arcillas extrasensitivas rompen en pedazos relativamente sólidos, que flotan en un líquido viscoso que puede desplazarse en el fondo de los valles alcanzando distancias de varios kilómetros, con una velocidad que llega hasta 15 km por hora. Un testigo, que tuvo la desgracia de estar parado sobre uno de los pedazos sólidos durante uno de los deslizamientos, describió gráficamente las características del material con las siguientes palabras (Terzaghi, 1950):

"...después de llegar al fondo fui desplazado en tal forma que en un momento dado me encontré mirando hacia atrás, enfrentando lo que había sido la cumbre de la barranca... La corriente tenía la apariencia de un enorme torrente de tierra arcillosa mojada rodando rápidamente... En ningún momento hubo una superficie lisa ni tampoco apariencia uniforme, como en un verdadero líquido. A pesar de que rodé dentro y sobre la masa por algún tiempo, mi ropa no llegó a mojarse seriamente ni alcanzó a embarrarme... pues fui desplazado barranca abajo fuera de la zona afectada por la rápida sucesión de derrumbes en rebanadas de material que se produce en las cercanías de la punta del deslizamiento... Resultó posible, por medio de pequeños saltos, cruzar gateando su superficie y llegar al terreno sólido al costado del deslizamiento sin alcanzar a hundirme más allá de mis tobillos".

Las arcillas fluidas son materiales normalmente consolidados de origen marino, que difieren de las otras arcillas extrasensitivas porque han adquirido su presente grado de sensibilidad en dos etapas: primero, durante su sedimentación y, segundo, mucho más importante, por lixiviación después de emerger por encima del nivel del mar en la forma que se describe en el artículo 4. En estado inalterado dichas arcillas son tan frágiles como cualquier otra arcilla extrasensitiva. La falla de un talud constituido por este tipo de materiales comienza comúnmente al pie, para continuar hacia arriba en rotura progresiva, aun cuando la inclinación del talud sea muy suave. En el artículo 49 se tratan ejemplos de este tipo de roturas y del torrente de barro que involucran.

### ***Arcillas preconsolidadas intactas***

La figura 18.5a ilustra sobre las características de resistencia al corte de las arcillas preconsolidadas en condiciones drenadas. La línea recta *Od* representa la envolvente de rotura correspondiente a la resistencia máxima o resistencia pico de muestras de arcillas normalmente consolidadas. Considérese ahora que se consolidan un número de muestras idénticas bajo una

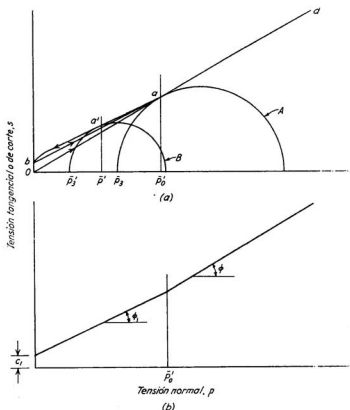


Fig. 18.5. (a) Diagrama de rotura en condiciones drenadas para arcilla preconsolidada hasta  $\bar{p}'$ ; (b) Líneas de rotura simplificadas para la misma arcilla.

misma presión de confinamiento  $\bar{p}_3$ , para luego ser sometidas a distintos estados de sollicitación. Si una de dichas muestras se ensaya en condiciones drenadas, aumentando la presión vertical, la tensión en el plano de rotura en el instante en que ésta se produce viene representada por el punto  $a$  de la circunferencia de tensiones A, de modo que la tensión normal en el plano de rotura es  $\bar{p}_0'$ . La circunferencia A corresponde a una muestra normalmente consolidada.

Si, en cambio, se permite que una de las muestras que ha sido previamente consolidada a la presión  $\bar{p}_3$  expanda bajo una presión de cámara menor  $\bar{p}_3'$ , y se ensaya luego en condiciones drenadas, la resistencia de la muestra, representada por la circunferencia B excede la del suelo normalmente consolidado ensayado en las mismas condiciones. La envolvente de rotura

$aa'b$  para tales condiciones de sollicitación se encuentra por encima de la línea  $Oa$  que representa material normalmente consolidado. La curva  $aa'b$  se corresponde con la curva de descarga  $bc_1$  del diagrama  $e-\log p$  de la figura 13.4.

Si, por otro lado, varias muestras son primero consolidadas bajo la presión  $\bar{p}_3$ , después descargadas a presión nula permitiendo que expandan libremente y consolidadas al fin nuevamente bajo presiones crecientes antes de realizar el ensayo drenado, se encuentra que, para presiones de consolidación menores que  $p_0'$ , la línea de rotura se sitúa como lo indica la línea inferior  $ba$ , ligeramente por debajo de la curva de descarga y, para presiones mayores, se torna casi idéntica a la línea de rotura  $Od$  que caracteriza a la arcilla normalmente consolidada. La línea inferior  $ba$  se corresponde con la curva de recompresión del diagrama  $e-\log p$  de la figura 13.4.

Como una primera aproximación, hasta la presión  $p_0'$ , las curvas de descarga y recarga,  $aa'b$  y  $ba$  de la figura 18.5b, se pueden remplazar por una línea recta de ecuación:

$$s = c_1 + \bar{p} \operatorname{tg} \phi_1 \quad (18.6)$$

Se observa experimentalmente que para una arcilla dada, el ángulo  $\phi_1$  es aproximadamente constante, mientras que el valor  $c_1$ , conocido como la *cohesión medida como ordenada al origen*, depende de  $p_0'$ . Para presiones mayores que  $p_0'$ , la expresión:

$$s = \bar{p} \operatorname{tg} \phi \quad (18.7)$$

vuelve a ser aplicable.

Teniendo en cuenta que para la mayoría de las arcillas el valor de  $c_1$  es muy pequeño y  $\phi_1$  solo ligeramente menor que  $\phi$ , se comete un pequeño error, que se encuentra del lado de la seguridad, cuando se considera que la ecuación 18.7 es aplicable para todos los valores de  $p$ . Por ello, la resistencia de una arcilla moderadamente preconsolidada e intacta, sollicitada en condiciones drenadas, no difiere en forma significativa de aquella que le corresponde a la misma arcilla normalmente consolidada.

En contraste con lo que se acaba de manifestar, en condiciones no drenadas, la resistencia de una arcilla precomprimida puede ser mayor o menor que la resistencia drenada, dependiendo del valor de la relación de preconsolidación. Si la relación de preconsolidación está comprendida en el rango que va de 1 hasta aproximadamente 4 a 8, el volumen de la arcilla tiende a disminuir al ser sometida a la acción de corte, y la resistencia no drenada, a semejanza de lo que ocurre en las arcillas normalmente consolidadas, es menor que la resistencia drenada. Por el contrario, para relaciones de preconsolidación mayores de aproximadamente 4 a 8, el volumen tiende a aumentar, con lo cual la presión  $u_w$  disminuye y la resistencia no drenada supera el valor que adquiere en condiciones drenadas. Para relaciones de preconsolidación muy altas la diferencia puede ser muy grande. No obstante, las fuertes presiones de poros negativas asociadas con altas relaciones de preconsolidación tienden a absorber agua dentro de la masa de suelo y

causar su expansión, con lo cual la resistencia se reduce. Por esta razón, no se puede confiar en la resistencia no drenada de tales suelos. Más aún, en la mayoría de los problemas prácticos, la aplicación del concepto  $\phi = 0$  para una arcilla preconsolidada puede conducir a resultados que se encuentran del lado inseguro mientras, por el contrario, para las arcillas normalmente consolidadas, la tendencia normal hacia su consolidación que éstas tienen lleva hacia errores que se manifiestan en dirección conservativa. Por las razones expuestas, excepto cuando la relación de preconsolidación no excede posiblemente de 2 a 4, el concepto  $\phi = 0$  no debiera ser usado para arcillas preconsolidadas.

Las arcillas altamente preconsolidadas y los esquistos arcillosos suelen exhibir altas resistencias pico, aun cuando sean ensayadas en condiciones totalmente drenadas, debido a la fuerte adherencia que se ha desarrollado entre sus partículas (artículo 49). No obstante, después que se ha formado una superficie de deslizamiento y provocado un extenso resbalamiento, se destruye la adherencia de las partículas a lo largo de dicha superficie, asumiendo éstas, además, en su correspondencia, una orientación que favorece la disminución de la resistencia al corte del suelo. La resistencia final, después de un desplazamiento muy largo bajo condiciones totalmente drenadas, se conoce como la *resistencia residual* (Skempton, 1964). No puede ser investigada con los ensayos triaxiales convencionales debido a que la magnitud del deslizamiento es en estos casos relativamente restringida. Se requieren ensayos de corte directo especiales o dispositivos para ensayar al corte por torsión, que permitan reproducir en magnitud dichos desplazamientos (Hae-feli, 1950). La resistencia al corte residual se puede expresar como:

$$s_r = \bar{p} \operatorname{tg} \phi_r \quad (18.8)$$

donde  $\phi_r$  varía entre unos  $30^\circ$  para arcillas que tienen índices de plasticidad bajos y una pequeña fracción de partículas de tamaño arcilloso hasta valores tan pequeños como lo son 5 a  $12^\circ$  para algunas de las arcillas altamente plásticas con un gran porcentaje de partículas de tamaño arcilloso ( $< 0,002$  mm). A causa de la casi completa destrucción de la estructura de la arcilla natural a lo largo de la superficie de deslizamiento, es posible que los valores de  $\phi_r$  sean independientes de la historia de sollicitación que haya tenido la arcilla y que, por tanto, pueda ser determinado con suficiente aproximación utilizando probetas amasadas (Skempton, 1964).

### ***Arcillas preconsolidadas fisuradas***

La continuidad de las arcillas altamente preconsolidadas está comúnmente interrumpida por una malla de fisuras capilares. Si la presión media que actúa sobre esas arcillas se ve reducida, sea por excavación o por procesos geológicos, como una erosión, la resistencia al corte disminuye a sollicitación tangencial constante y puede finalmente llegar a ser tan pequeña como  $0,2 \text{ kg/cm}^2$ , independientemente de cuál haya sido su valor original. Por la razón expuesta, la rotura de taludes en excavaciones o cortes ejecutados en

tal tipo de materiales se puede producir muchos años después que se han practicado.

El mecanismo por el cual se produce el ablandamiento se explica en el artículo 49. Cualquiera sea el instante que se considere, la resistencia al corte de la arcilla aumenta rápidamente con la profundidad por debajo de la superficie. Después que se produce un deslizamiento, el material situado por debajo de la nueva superficie expuesta comienza a ablandar y el proceso continúa hasta que se produce un nuevo deslizamiento. Por tanto, las laderas de los valles formados en tal tipo de arcillas se ven expuestos al deslizamiento superficial intermitente de sus masas inclinadas desde el momento mismo en que dichos valles se originan y el proceso no termina hasta que el ángulo de los taludes así formado se torna compatible con la consistencia más blanda que la arcilla puede alcanzar. Es a través de este mecanismo que los taludes se hacen cada vez más chatos. En algunas regiones, como lo es, por ejemplo, el valle del río Saskatchewan al sur de Saskatoon en Canadá, todavía se producen deslizamientos sin provocación alguna en taludes que se levantan con una inclinación de 1 vertical cada 15 horizontal. El problema de determinar las características de resistencia al corte de tales arcillas para propósitos de proyecto no ha sido aún resuelto (Peterson et al., 1960)\*.

### ***Comportamiento a rotura de los terraplenes cohesivos***

Por las razones que se explican en el artículo 50, los terraplenes cohesivos se colocan y compactan generalmente a un contenido de humedad que está cercano al límite plástico. Los procesos de excavación, trasporte y compactación destruyen completamente la estructura original del suelo de modo que el comportamiento del producto terminado se asemeja al de una arcilla amasada moderadamente preconsolidada. Los valores de  $\phi$  en condiciones drenadas dependen principalmente del índice de plasticidad y pueden ser estimados por medio de la figura 18.1. Para la mayoría de los propósitos prácticos el valor de  $c$  puede considerarse igual a cero.

Si en el terreno la arcilla se satura, su resistencia, de acuerdo con la ecuación de Coulomb revisada, se torna una función de la presión de poros. Las investigaciones que se realizan para determinarla son idénticas a aquellas que se efectúan con las arcillas preconsolidadas inalteradas. Cuando el grado de compactación es tal que la arcilla tiende a consolidar bajo la carga a la cual va a estar sometida y cuando, además, la velocidad de disipación de la presión de poros es lenta con respecto a la velocidad de carga, se puede utilizar el concepto de  $\phi = 0$ . En cambio, si la arcilla tiende a expandir bajo su carga, o lo hace como consecuencia de la tensión de corte

\* Como se explica más arriba, la manifestación es cierta cuando el límite del equilibrio llega por relajación o disminución de tensiones normales con expansión del material, como ocurre en un talud natural o artificial, pero que no es normalmente aplicable cuando el esfuerzo implica un incremento de dichas tensiones, como ocurre con una fundación apoyada sobre una superficie horizontal. En estos casos, salvo que existan otras influencias, no suele producirse ablandamiento. (N. del T.)

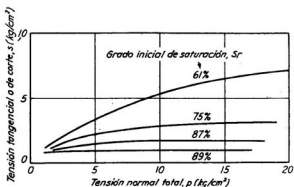


Fig. 18.6. Líneas de rotura obtenidas con ensayos no drenados de una arcilla magra en término de tensiones totales para varios grados iniciales de saturación.

a que se ve sometida, los resultados de los análisis basados en la condición  $\phi = 0$  serían demasiado optimistas.

Cuando el relleno permanece no saturado, la ecuación de Coulomb revisada:

$$s = c + \bar{p} \operatorname{tg} \phi \quad (16.5)$$

sigue siendo aplicable como una aproximación, pero la presión de poros tiene valores diferentes en el aire y en el agua contenida en los mismos. Si  $u_a$  denota la presión en el aire o fase gaseosa y  $u_w$  la presión en el agua o fase líquida, la ecuación 16.5 puede escribirse de la siguiente manera (Bishop, Alpan y otros, 1960; Skempton, 1961a):

$$s = c + [p - u_a - \alpha (u_w - u_a)] \operatorname{tg} \phi \quad (16.6)$$

donde el factor  $\alpha$  depende de las características del suelo y del grado de saturación. Para suelos saturados  $\alpha = 1,0$  y para suelos perfectamente secos  $\alpha = 0$ . Teniendo en cuenta que las técnicas para medir  $u_a$  y  $u_w$  o para valorar el factor  $\alpha$  son complejas y limitadas todavía al campo de la investigación, es corriente en la práctica investigar la resistencia de los suelos parcialmente saturados por medio de ensayos triaxiales en los cuales se miden solamente las tensiones totales, tratando de duplicar en el laboratorio condiciones de ensayo que se acerquen lo más posible a las que se anticipan en el terreno. La figura 18.6 muestra los resultados de cuatro series de ensayos no drenados realizados sobre muestras de arcillas inorgánicas de tipo CL (Casagrande y Hirschfeld, 1960) que pueden considerarse como típicos. Las muestras fueron inicialmente compactadas a la misma densidad seca. En cada serie el nivel inicial de saturación  $S_r$  (ecuación 6.4) fue constante, aun cuando distinto para las diferentes series. Todos los ensayos se efectuaron con drenaje impedido, tanto bajo la presión hidrostática de confinamiento, como

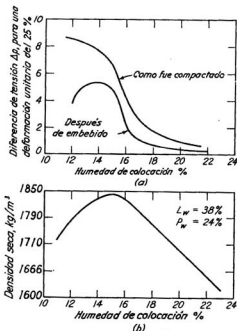


Fig. 18.7. (a) Resistencia de una arcilla magra en la condición en que fue compactada y después de embebida, representada en función del contenido de humedad de colocación; (b) Curva densidad-humedad para el mismo material.

durante la subsecuente aplicación de la diferencia de presión vertical. Se ve que la resistencia de las muestras en las series que tienen el más bajo grado inicial de saturación ( $S_r = 61\%$ ) excede, para igual valor de la tensión normal, a aquellas de las muestras que tienen el mayor grado inicial de saturación y que la línea de rotura es marcadamente curva. A medida que aumenta el grado inicial de saturación, las correspondientes líneas de rotura ocupan sucesivamente posiciones más bajas en la figura 18.6.

En una muestra parcialmente saturada, que se ensaya en condición no drenada, con el aumento de la presión el volumen de aire disminuye de acuerdo con la ley de Boyle. Más aún, al aumentar la presión, aumenta la solubilidad del aire en el agua y por tanto, en cualquier serie de ensayos realizada con muestras que, inicialmente, tienen el mismo grado de saturación, éste disminuye con el aumento de la presión total que actúa sobre la muestra o bien con la presión normal total que se desarrolla en el plano de fractura. Si después de alcanzada una cierta presión todo el aire se disuelve en el agua, la muestra se torna saturada y la línea de rotura con respecto a presiones totales se hace horizontal (condición  $\phi = 0$ ). Es por

ello que todas las líneas de rotura de la figura 18.6 se aproximan a asíntotas horizontales, para alcanzar la condición  $\phi = 0$  a presiones normales, que están en relación inversa con el grado de saturación inicial.

Un terraplén compactado se coloca ordinariamente en una condición parcialmente saturada. La resistencia en el momento de la compactación depende, para un procedimiento de compactación dado, del contenido de humedad con que se coloca el suelo, como lo ilustra la figura 18.7a, que muestra los resultados de ensayos no consolidados no drenados realizados sobre una arcilla limosa. No obstante, si el terraplén se torna total o casi totalmente saturado, la resistencia puede variar significativamente con respecto a la que tenía en el momento de ser colocado, como bien lo demuestra la figura mencionada. Las relaciones que ejemplifica la figura 18.7 difieren grandemente para distintos suelos, y para un mismo suelo dependen de los diferentes procedimientos de compactación utilizados (Seed et al., 1960). También dependen de si el cambio de humedad se produce con o sin variación de volumen del suelo.

Debido a la naturaleza compleja de los fenómenos asociados con la resistencia al corte de los suelos parcialmente saturados, se necesita una experiencia considerable para seleccionar el procedimiento de ensayo apropiado para medir su resistencia e interpretar los resultados.

### **Fluencia lenta ("creep")**

Cuando la tensión de corte que actúa sobre una muestra de arcilla es menor que cierto valor conocido como *resistencia de fluencia lenta o "creep"*, la arcilla se deforma durante la aplicación de la tensión tangencial y posteriormente durante un corto tiempo sin que, empero, experimente más tarde deformación progresiva. Por el contrario, si se excede la resistencia de fluencia lenta, la arcilla se deforma de una manera continua y progresiva bajo tensión tangencial constante. La investigación de la velocidad de deformación de fluencia lenta requiere un equipo especial, como por ejemplo, un aparato anular de corte por torsión, en el cual el área de la superficie de rotura no disminuye con el aumento de la deformación tangencial. La figura 18.8a muestra los resultados de una investigación semejante realizada sobre una arcilla amasada, altamente plástica y preconsolidada bajo condiciones drenadas (Hvorslev 1937, 1960). En esta investigación, la relación entre el tiempo y la deformación tangencial se determinó para cada incremento de tensión de corte. Las deformaciones que se produjeron durante las primeras 100 hs después de la aplicación de cada incremento, incluida la respuesta inmediata al cambio de tensión, no están dibujadas; solo se muestran las deformaciones ocurridas subsecuentemente. Resulta evidente que la velocidad de deformación por fluencia lenta aumenta con el incremento de la tensión tangencial. La rotura, evidenciada en este caso particular por una rotación continua a velocidad constante, se produjo con una tensión tangencial de  $0.5 \text{ kg/cm}^2$ .

Cuando el área de la superficie de rotura disminuye con el aumento de deformación, la velocidad de deformación, bajo una tensión tangencial

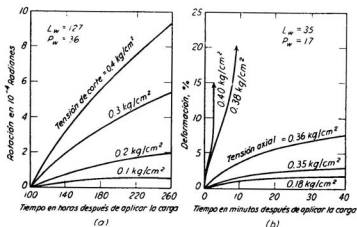


Fig. 18.8. (a) Relación entre deformación angular y tiempo, obtenida de un ensayo drenado de torsión de una arcilla plástica normalmente consolidada y amasada (según Hvors'ev, 1937); (b) Relación entre deformación unitaria y tiempo para muestras idénticas de arcilla inalterada de Chicago de baja plasticidad, ensayadas en condiciones no drenadas a la compresión simple.

dada, suele acelerarse después de alcanzar un valor casi constante, con lo cual la rotura se produce de una manera repentina. La figura 18.8b, que ilustra este fenómeno, representa los resultados de ensayos de compresión simple realizados en condiciones no drenadas con muestras inalteradas idénticas de una arcilla de baja plasticidad proveniente de Chicago.

La relación que existe entre la resistencia de fluencia lenta y la resistencia pico no ha sido aún investigada en detalle. Para algunas arcillas no sensitivas parece llegar a ser tan baja como 0,3, mientras que para las arcillas frágiles puede resultar del orden de 0,8. La existencia de tensiones que exceden la resistencia de fluencia lenta ha ejercido una influencia importante en el movimiento lateral progresivo de algunas estructuras, como muros de sostenimiento y estribos de puentes.

### Velocidad de carga

En todos los ensayos convencionales de corte, la rotura se alcanza generalmente en pocas horas o días. En algunos suelos el valor de  $s$  disminuye al hacerlo la velocidad de aplicación de la carga en la forma que lo muestra la figura 18.9 para ensayos no drenados (Casagrande y Wilson, 1951). El conocimiento de este hecho condujo a la sospecha de que la resistencia de dichas arcillas puede también disminuir a tensión constante con el aumento del tiempo de aplicación de dicha tensión. Esta posibilidad requiere consideración cuando se deben seleccionar valores admisibles de la resistencia al corte para analizar problemas de estabilidad.

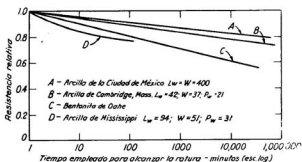


Fig. 18.9. Resistencia no drenada de suelos arcillosos en función del tiempo empleado para alcanzar la rotura comparada con la resistencia obtenida cuando para ello se emplea un minuto (según Casagrande y Wilson, 1951).

### Problemas

1. Los resultados de una serie de ensayos drenados sobre una arcilla magra vienen expresados con suficiente aproximación por la ecuación  $s = \bar{p} \operatorname{tg} 31^\circ$ . Sobre ese material se realiza un ensayo consolidado no drenado comprimiendo primero una probeta bajo una presión hidrostática de confinamiento de  $2 \text{ kg/cm}^2$  y después aumentando la carga axial sin drenaje hasta que se produce la rotura. La muestra falla para una tensión de  $1,8 \text{ kg/cm}^2$  en exceso de la presión de cámara. ¿Cuál es el valor de coeficiente de la presión de poros  $A_r$ ? ¿Cuál es el valor de  $\phi_{cr}$ ?

Solución:  $0,64$ ;  $18,1^\circ$

2. La resistencia a la compresión simple de una muestra de arcilla resulta igual a  $2 \text{ kg/cm}^2$ . La arcilla tiene un índice de plasticidad de  $40$  y su ángulo de fricción interna, de acuerdo con la fig. 18.1, es aproximadamente  $27,7^\circ$ . En la hipótesis de que este valor de  $\phi$  es válido, ¿cuál es en el instante de la rotura la magnitud de la presión de poros en la probeta sometida a la compresión simple?

Solución:  $1,15 \text{ kg/cm}^2$  negativa

3. Un depósito de arcilla inalterada normalmente consolidada tiene un índice de plasticidad del  $65\%$  y un peso unitario saturado de  $1,83 \text{ g/cm}^3$ . La arcilla se extiende hasta una profundidad de unos  $15 \text{ m}$  por debajo de la superficie y el nivel freático coincide con ésta. Se ha extraído una muy buena muestra inalterada de una profundidad de  $9 \text{ m}$ . ¿Cuál es la probable resistencia a la compresión simple del material?

Solución: Aproximadamente  $0,55 \text{ kg/cm}^2$

4. Sobre una muestra de arcilla amasada se realizan dos ensayos triaxiales consolidados no drenados. Una de las probetas se consolida bajo una presión de cámara de  $1,7 \text{ kg/cm}^2$  y rompe bajo un aumento de presión axial de  $1,24 \text{ kg/cm}^2$ , observándose por medición que la presión de poros en el instante de la rotura alcanza un valor positivo de  $1,07 \text{ kg/cm}^2$ . La otra probeta se consolida bajo una presión de cámara de  $4,27 \text{ kg/m}^2$ , necesitándose un aumento de tensión axial de  $3,12 \text{ kg/cm}^2$  para llegar a la rotura, en cuyo instante desarrolla la presión de poros igual a  $2,7 \text{ kg/cm}^2$ . ¿Cuáles son los valores de  $\phi_{cr}$  y de  $\phi$  que arrojan los ensayos?

Solución:  $15,5^\circ$  y  $30^\circ$

### Lecturas seleccionadas

El estado actual del conocimiento con respecto a la resistencia al corte de los suelos cohesivos fue analizado durante un congreso que se tituló "Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils" realizado por la "American Society of Civil Engi-

neers" en el Estado de Colorado, en junio de 1960. Los anales de la conferencia contienen muchas contribuciones útiles, entre las cuales se destacan las siguientes por su relación directa con el tema desarrollado en el Art. 18.

Bishop, A. W., I. Alpan, G. E. Blight, and I. B. Donald. *Factors controlling the strength of partly saturated cohesive soils*, pág. 503.

Bishop, A. W., L. Bjerrum. *The relevance of the triaxial test to the solution of stability problems*, pág. 437.

Bjerrum, L. and N. E. Simons. *Comparison of shear strength characteristics of normally consolidated clays*, pág. 711.

Casagrande, A. and R. C. Hirschfeld. *Stress-deformation and strength characteristics of a clay compacted to a constant dry unit weight*, pág. 359.

Hvorslev, M. J. *Physical components of the shear strength of saturated clays*, pág. 169.

Peterson, R., J. L. Jaspas, P. J. Rivard and N. L. Iverson. *Limitations of laboratory shear strength in evaluating stability of highly plastic clays*, pág. 765.

Seed, H. B., J. K. Mitchell and C. K. Chan. *The strength of compacted cohesive soils*, pág. 877.

Simons, N. E. *Comprehensive investigations of the shear strength of an undisturbed Drammen clay*, pág. 727.

Simons, N. E. *The effect of overconsolidation on the shear strength characteristics of an undisturbed Oslo clay*, 747 págs.

## ART. 19 EFECTO DE LAS VIBRACIONES SOBRE LOS SUELOS

Es de conocimiento general que las vibraciones producidas por la hincas de pilotes, por el tránsito, o por el funcionamiento de máquinas, generalmente aumentan la densidad de la arena y producen un asentamiento de su superficie. Muchas veces se dañan edificios como consecuencia de los asentamientos, originándose con frecuencia juicios civiles contra los causantes de las vibraciones. Por otro lado, las vibraciones proveen el medio más eficaz para compactar terraplenes de arena o densificar estratos naturales de arena suelta antes de construir fundaciones sobre ellas (véase artículo 50). Se ve, por lo tanto, que el efecto que producen las vibraciones puede ser nocivo o ventajoso, pero que siempre merece atención.

El aparato que se indica esquemáticamente en la figura 19.1a (Hertwig et al., 1933) ha sido utilizado para investigar cuáles son los factores que influyen en el efecto de compactación producido por las vibraciones. Consta de un plato de apoyo y de dos pesos iguales excéntricos que giran en direcciones opuestas. La fuerza ejercida sobre el terreno por el plato de apoyo es igual a la carga estática, debida al peso del aparato, más la fuerza pulsátil, cuya máxima intensidad iguala a la fuerza centrífuga de los dos pesos excéntricos. El número de revoluciones de los pesos excéntricos por unidad de tiempo se denomina la *frecuencia* y se expresa en ciclos por segundo. La distancia vertical máxima que recorre el plato de apoyo desde su posición de equilibrio se denomina la *amplitud* de las vibraciones que el mismo experimenta. La amplitud es máxima para una frecuencia dada (fig. 19.1b), frecuencia ésta que es aproximadamente igual a la frecuencia natural  $f_0$  del vibrador más la porción de suelo sujeta a vibración.

El término *frecuencia natural* se refiere a las vibraciones que se originan en un cuerpo con límites bien definidos cuando se lo somete a un impulso único. Si el impulso es periódico, la amplitud de las *vibraciones forzadas*

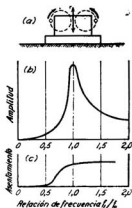


Fig. 19.1. (a) Principio en que se basa el vibrador de suelos; (b) relación entre frecuencia y amplitud de las vibraciones; (c) relación entre frecuencia y asentamiento de la base del vibrador (según A. Hertwig et al., 1933).

que se originan aumenta a medida que la frecuencia  $f_1$  del impulso se acerca a la frecuencia natural del cuerpo, de modo que para frecuencias cercanas a ésta, la amplitud es máxima. Este fenómeno se denomina *resonancia*, y en la figura 19.1b está representada por el pico de la curva.

La tabla 19.1 contiene valores de la frecuencia natural o de resonancia de un vibrador como el indicado en la figura 19.1, cuando se opera con él en diferentes tipos de suelos y rocas blandas (Lorenz, 1934). Se utilizó un vibrador que pesaba 2.700 kg y tenía una superficie de contacto de 1 m<sup>2</sup>. Dichos valores se obtuvieron aumentando progresivamente la frecuencia del impulso hasta producir la resonancia.

Tabla 19.1

Frecuencia natural del vibrador colocado sobre diferentes tipos de suelo

Suelo o roca	Frecuencia, ciclos por segundo
Relleno suelto	19.1
Relleno artificial, denso, de escorias de carbón mineral	21.3
Arena mediana bastante densa	24.1
Arena bien graduada muy densa	26.7
Grava fina densa	28.1
Roca calcárea blanda	30.0
Arenisca	34.0

La frecuencia natural depende no solo de las propiedades del suelo sino también, en cierto grado, del peso y de las dimensiones del vibrador. Estas variantes han sido investigadas por el U.S. Corps of Engineers en dos series de ensayos, una de ellas sobre arcilla limosa cohesiva y la otra sobre una arena no cohesiva. El peso del vibrador y su base varió entre 5.850 y 29.250 kg; el diámetro de las áreas cargadas entre 1,5 y 4,8 m y la superficie de sus áreas de contacto entre 1,90 y 18 m<sup>2</sup>. Distintos tipos de vibraciones se aplicaron separadamente (WES 1963). Los resultados han extendido considerablemente el rango de las variables correspondientes, pero no difieren fundamentalmente de aquellos que se muestran en la figura 19.1. Sin embargo, si se utiliza el mismo equipo para suelos distintos, la frecuencia natural o de resonancia aumenta a medida que se incrementa la densidad y disminuye la compresibilidad del suelo. Este hecho se ha utilizado extensamente para determinar el grado de compactación de terraplenes artificiales y para comparar la eficacia de distintos métodos de compactación.

Si se hace funcionar un vibrador sobre una capa de arena, el material situado debajo de la placa de apoyo se compacta. Para impulsos de frecuencia constante, el tamaño de la zona de compactación aumenta a una velocidad que disminuye con el tiempo. El tamaño final de la zona compactada depende de la intensidad de los impulsos periódicos ejercidos por el vibrador y de la densidad inicial de la arena. Más allá de los límites de esta zona, la densidad de la arena permanece prácticamente inalterada.

Como el vibrador descansa en la superficie del suelo que compacta, se produce un asentamiento del aparato. Si la frecuencia del impulso se aumenta gradualmente, el asentamiento del vibrador aumenta en la forma que lo indica la figura 19.1c, donde puede apreciarse que cuando se aproxima a la frecuencia natural o de resonancia, el asentamiento aumenta rápidamente y alcanza valores muchas veces superiores a los producidos por una carga estática de la misma magnitud que la fuerza pulsátil. La zona de frecuencias dentro de la cual se produce el mayor asentamiento se denomina *zona crítica de frecuencias*. Esta zona parece extenderse entre valores comprendidos entre  $\frac{1}{2}$  y  $1 \frac{1}{2}$  veces la frecuencia natural del suelo.

Cuando una máquina que produce vibraciones con frecuencias comprendidas dentro de la zona crítica se encuentra fundada sobre una capa de arena, su asentamiento es muchas veces mayor del que resultaría por la acción de cargas estáticas equivalentes. La frecuencia de las vibraciones producidas por las pequeñas pero inevitables excentricidades de las partes giratorias de las turbinas de vapor se encuentra dentro de la zona crítica de las arenas (véase artículo 60). Por ello, las fundaciones de turbinas de vapor situadas sobre arenas sueltas sufren asentamientos excesivos, a menos que la arena sea compactada artificialmente antes de construir la fundación. Cualquiera que sea el suelo de fundación, es aconsejable tomar precauciones especiales para reducir lo más posible la amplitud de las vibraciones forzadas.

El efecto que las vibraciones producen sobre las arcillas es mucho menor que en las arenas, porque la cohesión entre las partículas se opone al desplazamiento de los granos. No obstante, hasta una arcilla blanda se consolida

un poco cuando está continuamente sujeta a vibraciones intensas de frecuencias próximas a la frecuencia natural del material.

En realidad, las vibraciones oscilan no solo verticalmente sino en varias otras formas, cada una de las cuales pueden caracterizarse por una frecuencia natural o de resonancia diferente. Los movimientos resultantes son muy complejos y no pueden predecirse con exactitud, aun cuando en algunos casos muy simples puede deducirse la frecuencia natural o de resonancia con cierta aproximación (Barkan, 1962; Lysmer y Richard, 1966).

Un fenómeno similar de resonancia puede ser inducido montando un vibrador adecuado en el extremo superior de un pilote. El sistema se utiliza para hincar pilotes, en cuyo caso el vibrador se opera a la frecuencia natural de las vibraciones longitudinales que transitan por el propio pilote, con lo que éste penetra fácilmente en el terreno (ASCE, 1961)\*.

\* Los hincapilotes a vibración son muy eficaces para hacer penetrar pilotes y tablestacas en arena, pero muy poco eficientes o ineficaces en limo y arcilla. (N. del T.)

## Capítulo 3

### DRENAJE DE LOS SUELOS

#### ART. 20 NAPA FREÁTICA, HUMEDAD DEL SUELO, FENÓMENOS CAPILARES

##### *Definiciones*

Se denomina *nivel de la napa freática* al lugar geométrico de los niveles a que alcanza la superficie del agua en pozos de observación en libre comunicación con los vacíos del suelo "in situ". El nivel de la napa freática puede también ser definido como el lugar geométrico de los puntos en que la tensión neutra  $u_w$  en el suelo (artículo 2) es igual a cero.

Si el agua contenida por un suelo no estuviera sujeta a otra fuerza que la gravedad, el material situado por encima de la napa se hallaría seco. En realidad, en el terreno, el suelo se halla completamente saturado hasta cierta distancia por arriba de la napa, y parcialmente saturado encima de este nivel, a partir del cual se dice que está húmedo.

Si la parte inferior de una masa de suelo seco se pone en contacto con el agua, el líquido sube por los vacíos hasta alcanzar cierta altura por encima del nivel libre. Este ascenso del agua se atribuye a la *tensión superficial* que se desarrolla en la zona límite entre el aire y el agua. En esta zona, el agua se encuentra en un estado de tensión comparable al que se desarrollaría en una membrana de goma tendida y unida a las paredes de los vacíos del suelo, con la diferencia de que la tensión superficial del agua no resulta afectada por una contracción o extensión de la película que separa el agua y el aire.

Los conceptos básicos relacionados con las acciones moleculares que producen la tensión superficial son temas que se hallan aún en discusión. A pesar de ello, la existencia de tensiones de tracción en la película superficial ha sido probada fuera de toda duda hace más de un siglo, y la intensidad de las mismas ha sido medida por métodos distintos con idénticos resultados.

##### *Ascensión del agua en tubos capilares*

El fenómeno de la ascensión capilar puede demostrarse sumergiendo en agua la parte inferior de un tubo de vidrio de diámetro muy pequeño, que recibe el nombre de tubo capilar. Al ponerlo en contacto con el agua,

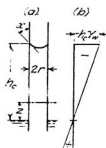


Fig. 20.1. (a) Ascensión del agua en un tubo capilar; (b) estado de tensión del agua en un tubo capilar.

la atracción molecular entre el vidrio y el agua se combina con la tensión superficial y hace ascender el agua dentro del tubo hasta una altura  $h_c$  por encima del nivel del agua libre (figura 20.1a). La altura  $h_c$  se denomina *altura de ascensión capilar*. La superficie superior del agua, dentro del tubo capilar, toma la forma de una cavidad cóncava, llamada *menisco*, que se une a las paredes del tubo formando con el mismo un ángulo de contacto  $\alpha$ . El valor de  $\alpha$  depende del material de la pared del tubo y de las impurezas que lo cubren. Para tubos de vidrio con paredes químicamente limpias  $\alpha$  es igual a  $0^\circ$ , así que el agua asciende en los mismos a la mayor altura compatible con el diámetro del tubo y con la tensión superficial del agua. Si las paredes del tubo no están limpias,  $\alpha$  tiene un valor comprendido entre  $0^\circ$  y  $90^\circ$ , de modo que la ascensión capilar es menor. Finalmente, si las paredes del tubo se hallan cubiertas de grasa,  $\alpha$  es mayor de  $90^\circ$  y el menisco se sitúa por debajo del nivel del agua. Este fenómeno se atribuye a que las moléculas de agua y de grasa se repelen.

Si se denota con  $T_s$  la tensión superficial expresada en gramos por centímetros y  $\gamma_w$  el peso unitario del agua, el equilibrio requiere que:

$$h_c \pi r^2 \gamma_w = 2 \pi r T_s \cos \alpha$$

y

$$h_c = \frac{2 T_s}{r \gamma_w} \cos \alpha \quad (20.1)$$

El valor  $T_s$  disminuye un poco con el aumento de temperatura. A la temperatura ambiente alcanza aproximadamente 0,075 gramos por centímetro y  $\gamma_w$  es igual a un gramo por centímetro cúbico. Por lo tanto,

$$h_c(\text{cm}) = \frac{0,15}{r(\text{cm})} \cos \alpha \quad (20.2)$$

Por arriba del nivel del agua libre, la presión hidrostática  $u_w$  ejercida por el agua es negativa, y para una altura  $z$  es igual a

$$u_w = - z \gamma_w \quad (20.3)$$

### Ascensión capilar del agua en los suelos

En contraste con lo que ocurre en tubos capilares, los vacíos continuos de los suelos y de la mayoría de los materiales porosos tienen ancho variable y se comunican entre sí en toda dirección constituyendo un enrejado de vacíos. Si este enrejado es invadido desde abajo por el agua, su parte inferior se satura completamente. En la parte superior, el agua sólo ocupa los vacíos más pequeños, pues los mayores permanecen llenos de aire.

La ascensión del agua a los vacíos de una arena seca por efecto capilar puede demostrarse en el laboratorio con el ensayo indicado en la figura 20.2a. Se vierte arena en un tubo vertical con una malla perforada en el fondo, y luego se coloca este fondo en contacto con el agua. Por ascensión capilar, parte de la arena se satura y adquiere un color oscuro. Hasta una altura  $h_{cc}$  por encima del nivel del agua, la arena se halla completamente saturada y entre  $h_{cc}$  y  $h_e$  está parcialmente saturada, en la forma que lo indica la figura 20.2b. La altura  $h_e$  se llama *altura de ascensión capilar*. La curva de la figura 20.2c indica la velocidad con que la superficie de la zona húmeda se acerca a la posición de equilibrio correspondiente a la altura  $h_e$ .

A medida que disminuye el tamaño efectivo, también lo hace el tamaño de los vacíos y aumenta la ascensión capilar. La altura  $h_e$  (en centímetros) es aproximadamente igual a

$$h_e = \frac{C}{e D_{10}} \quad (20.4)$$

en la cual  $e$  es la relación de vacíos,  $D_{10}$  (centímetros) el tamaño efectivo de Allen Hazen (artículo 5), y  $C$  (centímetros cuadrados) es una constante empírica que depende de la forma de los granos y de las impurezas superficiales. Su valor varía entre 0,1 y 0,5 centímetros cuadrados. Sin embargo, debe tenerse en cuenta que la permeabilidad disminuye cuando decrece el

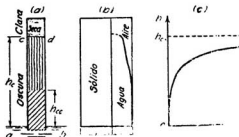


Fig. 20.2. Ascensión capilar del agua en arena seca.

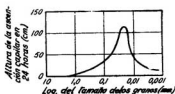


Fig. 20.3. Relación entre tamaño de grano de polvo de cuarzo uniforme y altura de ascensión capilar en un período de 24 horas (según A. Atterberg, 1908).

tamaño efectivo y esto reduce la velocidad de ascensión capilar, de modo que la altura a que asciende el agua en un tiempo determinado, por ejemplo 24 horas, adquiere su máximo valor para un tamaño de grano intermedio. En la figura 20.3 las abscisas representan el logaritmo del tamaño del grano de un polvo uniforme de cuarzo compactado denso, y las ordenadas la ascensión capilar en 24 horas. La ascensión máxima se alcanza para un tamaño de grano igual aproximadamente a 0.02 milímetros. Para un período de 48 horas, el tamaño óptimo sería algo menor.

### Sifonaje capilar

Las fuerzas capilares hacen ascender el agua contra las fuerzas de la gravedad no sólo en el caso de tubos capilares o de columnas de vacíos en suelos secos, sino que también dentro de canales angostos abiertos o de acanaladuras en forma de V. Lo expuesto puede demostrarse con el dispositivo indicado en la figura 20.4. Si el punto más alto está por debajo del nivel a que la tensión superficial puede levantar el agua, ésta irá pasando por la ranura en V y poco a poco vaciará el recipiente. Este proceso se conoce como *sifonaje capilar*, y se produce también en los vacíos de un suelo. Como ejemplo, puede verse el caso de la figura 20.5, en que el agua circula por encima de la cresta del núcleo impermeable del dique a pesar de que el nivel del agua libre está por debajo de dicha cresta. El sifonaje capilar causaba una pérdida de 1.760 litros por minuto por encima del núcleo impermeable de los diques laterales situados sobre una longitud de 20 kilómetros del canal entre Berlín y Stettin, en Alemania. El núcleo impermeable llegaba hasta una altura de 30 centímetros sobre el nivel del

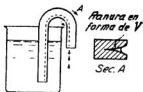


Fig. 20.4. Corriente capilar por una ranura en forma de V.



Fig. 20.5. Corriente capilar sobre el núcleo impermeable de un dique de tierra.

agua. Cuando los núcleos se elevaron en 40 centímetros, la pérdida se redujo a menos de 400 litros por minuto.

### Humedad discontinua del suelo

Entre las alturas  $h_{cc}$  y  $h_c$  (véase figura 20.2a), una parte de los espacios vacíos se halla ocupada por canales continuos de aire, y el resto por hilos de agua. Como estos hilos de agua son también continuos, la tensión en el agua hasta la altura  $h_c$  se halla gobernada por la ecuación 20.3. Pero, si la arena solo está humedecida, las partículas de agua no se comunican entre sí y la ecuación 20.3 no es aplicable.

El agua contenida en una arena humedecida se denomina *humedad de contacto*, porque cada gota de agua rodea un punto de contacto entre dos granos en la forma en que lo indica la figura 20.6. La tensión superficial en el límite de separación entre aire y agua acerca los granos del suelo con una fuerza  $P$ , llamada *presión de contacto*. La resistencia de fricción producida por la presión de contacto da lugar a un efecto similar a la cohesión, es decir, que desarrolla cierta cohesión entre los granos (véanse figuras 21.3a y b), pero si se sumerge el suelo, se elimina la tensión superficial, desaparece la presión de contacto y la arena se desintegra.

El efecto mecánico de cohesión debido a la presión de contacto depende de la densidad relativa de la arena. Si la arena es densa, la cohesión aumenta a tal punto su resistencia al corte, que taludes verticales de bastante altura permanecen estables sin soporte lateral alguno.

Si por el contrario, una arena húmeda ha sido depositada en forma suelta, por ejemplo, por volcamiento sin compactación, la cohesión impide que las partículas del suelo se asienten a posiciones estables, de modo que reduce la capacidad de carga de la arena casi a cero. El volumen de una arena en estas condiciones puede ser superior en un 20 ó 30 por ciento al de la misma arena seca en estado también suelta. Este fenómeno se distingue a veces con el calificativo de *abultamiento*. Como las fuerzas que mantienen los granos en posiciones inestables son extremadamente pequeñas, el fenómeno descrito solo puede producirse en los primeros decímetros superiores (30 a 60 cm) de una capa de arena. Si dicha arena se moja, la porosidad se reduce a la que tiene la misma arena seca o saturada en estado suelta, ya que la saturación elimina la tensión superficial del agua.

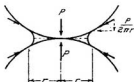


Fig. 20.6. Fuerzas producidas por la humedad de contacto.

### **Errores comunes**

Como las causas físicas que producen el movimiento capilar del agua en los suelos no son tan evidentes como las que originan el escurrimiento gravitacional, se han deslizado varios errores en ciertas publicaciones técnicas. Se ha aseverado, por ejemplo, que el agua no puede ascender en un tubo capilar a una altura mayor que en el caño de una bomba de succión (10 metros). La altura a que el agua puede ser elevada por succión depende de la presión atmosférica y es independiente del diámetro del tubo, mientras que la altura de ascensión capilar es independiente de la presión atmosférica y aumenta al disminuir el diámetro del tubo. Es, por lo tanto, evidente que dichos fenómenos no tienen nada en común. En el vacío es imposible levantar el agua por succión, mientras que la altura de ascensión capilar es la misma que a la presión atmosférica.

Se ha dicho que la mayor parte del agua contenida en una arena fina no puede escurrirse o filtrar por efecto gravitacional, porque es retenida en la arena por atracción molecular. Esta opinión resulta incompatible con el bien conocido hecho de que el espesor de la capa de agua retenida por la atracción molecular del sólido no excede 0,1 micrón. Más allá de esta distancia, el agua tiene propiedades normales y puede desplazarse libremente como si estuviera en un conducto. La cantidad de agua retenida en la distancia de 0,1 micrón de la superficie de los granos de una arena saturada resulta despreciable frente al total del agua de saturación, de modo que desde el punto de vista práctico puede considerarse que toda el agua está en estado normal y participa en la filtración gravitacional.

### **Problemas**

1. ¿Cuál es la ascensión capilar en una arena muy fina cuyo tamaño efectivo es igual a 0,05 milímetros y su relación de vacíos igual a 0,6?

*Solución:* entre 33 y 165 centímetros.

2. La resistencia a la compresión simple de una arena fina densa y húmeda alcanza a 0,2 kg por centímetro cuadrado y su ángulo de fricción interna es igual a 40°. ¿Cuál sería la intensidad de la presión triaxial  $p_c$  que se necesitaría para producir sobre la resistencia de la arena el mismo efecto que la humedad de contacto?

*Solución:* 0,056 kg por centímetro cuadrado.

## **ART. 21 FORMAS Y TIPOS DE DRENAJE**

### **Propósito y métodos de drenaje**

El drenaje se utiliza en la práctica siempre que resulte deseable eliminar presiones de filtración, reducir el peligro a la acción nociva de las heladas, o aumentar la resistencia al corte del suelo por reducción de las tensiones neutras (véanse artículos 12 y 17). Consiste en deprimir la napa freática por debajo de la base de la masa de suelo que requiere protección o refuerzo.

Para deprimir la napa hasta una profundidad dada es necesario establecer, por debajo de este nivel, un sistema de colectores ubicados dentro de perforaciones, galerías o zanjas. El agua fluye del suelo hacia los colectores de los cuales se elimina por bombeo o por otros medios apropiados.

El gradiente hidráulico que se produce en las paredes de los colectores es muy alto y las partículas más finas del suelo son poco a poco arrastradas al colector, a menos que sus paredes sean protegidas por medio de filtros, los que consisten en mallas metálicas, o se forman con arena o grava zarandeada. Las aberturas de las mallas metálicas deben ser aproximadamente iguales al tamaño  $D_{60}$  del suelo natural con el que se encuentran en contacto ( $D_{60}$  = tamaño de la malla por la cual pasa el 60 % del suelo). Los filtros de arena o grava deben satisfacer los requerimientos granulométricos especificados en la parte final del artículo 11.

Las perforaciones para drenaje van corrientemente protegidas con tubos camisa metálicos, que en su extremidad inferior llevan un trozo de caño perforado o filtro, que queda en contacto con el estrato acuífero. Si el caño camisa tiene un diámetro menor de 2 ½ pulgadas, el pozo se distingue con el nombre inglés *well point*. Cuando las perforaciones son de poco diámetro, el bombeo se efectúa simultáneamente en varias perforaciones interconectadas por medio de un tubo colector de cabeza. Si el diámetro de la perforación es mayor de 30 centímetros, se suele bombear el agua por medio de un tubo de succión de mucho menor diámetro y el espacio entre este tubo y las paredes de la perforación se rellena con arena gruesa o con grava. En estos casos la perforación recibe comúnmente el nombre de *pozo filtro*. El filtro anular de arena o grava sirve de sustituto a la camisa. Las zanjas colectoras y las galerías consisten usualmente en conductos con juntas abiertas, embebidos en arena o grava que satisface los requerimientos granulométricos de un filtro.

En el caso de arenas, parte del agua drenada que fluye a colectores es remplazada por aire (*drenaje por invasión de aire*). Los suelos de granos muy finos, por el contrario, permanecen saturados y el volumen de vacíos disminuye en una cantidad igual al volumen de agua expelida (*drenaje por consolidación*).

El drenaje de cualquier tipo de suelo se puede también producir por evaporación desde la superficie expuesta a la atmósfera, proceso que se denomina *drenaje por desecación*. Según cual sea el tipo de suelo, dicho drenaje puede originarse por invasión de aire, por consolidación o por invasión de aire precedida de consolidación.

Los suelos muy finos pueden también ser drenados haciendo pasar por los mismos una corriente eléctrica. Este tipo de drenaje se conoce como *drenaje por electroósmosis*. Asimismo, cuando se somete la parte superior de una masa de suelo muy fino a temperaturas inferiores a 0°C, el material absorbe agua de las capas inferiores, la que se acumula en la zona superior y contribuye a la formación de capas de hielo. Se puede entonces decir que el suelo de las capas inferiores está sujeto a *drenaje por congelación*, sin olvidar, sin embargo, que hay acumulación de agua en las capas congeladas.

Por otro lado, la presión de filtración del agua que escurre consolida el suelo situado debajo de la zona de congelamiento.

Las secciones que siguen contienen una descripción de los diferentes tipos de drenaje.

### ***Drenaje por gravedad***

El valor mínimo a que puede reducirse el contenido de humedad de un suelo, cuando el mismo se halla sujeto al drenaje por gravedad, se llama *capacidad de retención de agua* del suelo. Para obtener valores numéricos que sirvan de comparación sobre la capacidad de retención de agua de los diferentes suelos se utilizan varios procedimientos de laboratorio. En algunos de estos procedimientos, conocidos como *métodos gravitacionales*, se hace drenar el suelo bajo el único efecto de la gravedad. En otros, llamados *métodos por succión*, la fuerza de la gravedad es incrementada sometiendo al vacío la base inferior de la muestra o a presión su base superior. En un tercer tipo, llamado *método centrífugo*, las fuerzas de la gravedad son reemplazadas por fuerzas de inercia de mayor intensidad.

Si se conoce la capacidad de retención de agua de un suelo, como asimismo la relación de vacíos después del drenaje y el peso específico absoluto de las partículas sólidas, se puede calcular el grado de saturación  $S_r$  (por ciento) (véase artículo 6), y la relación espacio de aire  $G_a$ . La *relación espacio de aire* o *grado de aireación* se define por la ecuación:

$$G_a = \frac{\text{espacio de aire}}{\text{espacio vacío total}} = 1 - \frac{S_r(\%)}{100} \quad (21.1)$$

Las curvas A y B de la figura 21.1 representan la relación espacio de aire en función del tamaño efectivo para diferentes fracciones de suelo que fueron drenadas utilizando dos métodos distintos. Los datos para dibujar la curva A fueron obtenidos sometiendo muestras saturadas al drenaje por succión, aplicando por 2 horas vacío a la base inferior de muestras de 10 cm de altura. La curva B representa los resultados de los ensayos efectuados por el método centrífugo, en el cual las muestras fueron sometidas durante 2 minutos a una fuerza igual a 18.000 veces la gravedad (Lebedeff 1928).

En el laboratorio, el drenaje de la arena bajo la influencia de la gravedad continúa por años a un ritmo decreciente, aun en el caso de arena gruesa. La figura 21.2a representa el estado de dos muestras de arena después de 2,5 años de iniciarse el drenaje. En ambas muestras, la relación espacio de aire aumentó tanto más rápidamente cuanto más alejada de la napa se encontraba la capa de suelo considerada (véase figura 21.2b), pero aun después de dos años y medio, la relación espacio-aire seguía aumentando en ambas muestras (King 1899).

En el terreno, todo proceso de drenaje por gravedad va periódicamente acompañado de la incorporación de agua proveniente de las lluvias o del deshielo, cuyo efecto sobre el contenido medio de humedad del suelo depende no solo de la cantidad de agua incorporada y de la evaporación, sino que

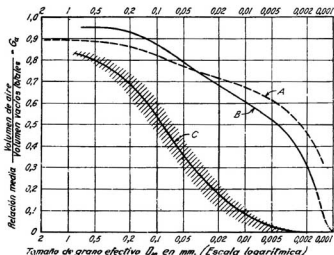


Fig. 21.1. Relación entre tamaño de grano y grado de aireación después del drenaje. La curva A fue obtenida por el método de succión; la curva B por el método de la centrifugación; la curva C por mediciones en el terreno (A, según Zunker, 1930; B, según Lebedeff, 1928).

también en gran parte de detalles de la estratificación del terreno. La experiencia indica que la relación espacio de aire del suelo en el terreno es prácticamente independiente de su elevación sobre la napa freática, lo que está en contradicción con lo encontrado en el laboratorio, donde dicha relación aumenta al alejarse el suelo de la napa, según lo indica la figura 21.2b. Por ello, no hay una correspondencia definida entre la capacidad de retención de agua del suelo después de drenado en el laboratorio y la misma capacidad de retención en el terreno. Esto puede verse comparando las curvas de laboratorio A y B con la curva C de la figura 21.1. La zona sombreada alrededor de la curva C representa la relación espacio de aire en función del tamaño efectivo para varios suelos después de ser drenados por gravedad en el terreno bajo condiciones climáticas similares a las existentes en la parte central-este de los Estados Unidos de Norteamérica. En regiones con condiciones climáticas distintas, observaciones similares pueden conducir a curvas muy diferentes, pero en ningún caso es de esperar que las curvas obtenidas en el terreno tengan con las de laboratorio más que una semejanza en su forma general.

Afortunadamente, tratándose de construcciones de ingeniería, la cantidad de agua drenada de un suelo muy pocas veces tiene importancia, ya que resulta de mayor significado conocer los efectos mecánicos que produce el drenaje y el tiempo necesario para obtenerlos.

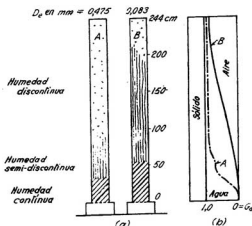


Fig. 21.2. Humedad del suelo en dos muestras distintas de arena después de drenadas durante 2,5 años en el laboratorio (según King, 1899).

### Velocidad y efecto del drenaje por gravedad

Como se dijo con anterioridad, los suelos pueden drenarse bombeando de pozos filtros, captando estratos acuíferos por medio de galerías, o desviando el agua hacia zanjales de drenaje. Cualquiera sea el método de drenaje, el tiempo que se requiere para drenar el suelo es siempre un factor de la mayor importancia.

Los métodos teóricos existentes para calcular la velocidad de drenaje por invasión de aire son aún poco satisfactorios. Por ello, para calcular el tiempo necesario para drenar un estrato de arena, el ingeniero debe basarse principalmente en la experiencia. El drenaje de un estrato de arena gruesa limpia, por bombeo de pozos filtros espaciados no más de 12 metros entre sí, puede comúnmente completarse en unos pocos días (drenaje muy rápido). En arena muy fina, por el contrario, la misma operación puede tardar varios meses (drenaje lento). Los métodos existentes para drenar suelos y las condiciones para su buena aplicación se tratan en el artículo 47, y los asentamientos que pueden producirse al deprimir la napa se estudian en el artículo 59.

### Desecación de suelos

Si se expone un trozo de arcilla al aire, el agua que contiene el suelo se desplaza del interior hacia la superficie donde se evapora. Durante este proceso, la arcilla se hace más y más resistente hasta que finalmente deviene muy dura. El momento en que cesa la evaporación depende de la humedad relativa del aire circundante, ya que, de acuerdo con las leyes de la física,

el agua se evapora en toda zona de separación entre agua y aire, salvo que la humedad relativa sea como mínimo igual a cierto valor que es función de la tensión a que está sometida el agua. La *humedad relativa*  $h_r$  se define como la relación entre el peso de vapor de agua que existe en el aire a una temperatura dada y la máxima cantidad de vapor que puede contener el aire a la misma temperatura. En climas húmedos, la humedad relativa varía comúnmente entre 0,15 y 0,95, alcanzando excepcionalmente a 0,99. Cuando la humedad relativa del aire en contacto con la superficie libre del agua es menor que uno, el agua se evapora hasta que la humedad del aire se haga igual a uno, o bien hasta el secado completo. Si el agua se halla bajo tensión, la evaporación cesa para una humedad relativa menor que uno. Este valor menor  $h_r$  se designa *presión relativa de vapor*. Para temperaturas comprendidas entre 10° y 30°C y para presiones relativas de vapor comprendidas entre 0,7 y uno, la relación entre la tensión neutra  $u_w$  del agua y la presión relativa de vapor  $h_r$  puede expresarse en forma aproximada por la ecuación:

$$u_w(\text{kg/cm}^2) = -150(1 - h_r) \quad (21.2)$$

Por ejemplo, para  $h_r = 0,90$ ,  $u_w = -150$  kg por centímetro cuadrado, es decir, que si la tensión neutra de un trozo de arcilla expuesto al aire es igual a 150 kg por cm cuadrado, el contenido de humedad de la misma no permanece constante a menos que la humedad relativa del aire circundante sea igual a 0,90. Si la presión relativa de vapor es menor, la arcilla sigue perdiendo agua por evaporación; si es mayor, el agua se condensa en la superficie del suelo produciendo un hinchamiento de la arcilla hasta que la tensión del agua desciende al valor determinado por la ecuación 21.2. Este hecho puede ser utilizado para calcular la tensión del agua contenida en materiales porosos de granos finos, como lo son las arcillas.

Si de un tubo capilar de radio  $r$  (centímetros) se evapora agua, la curvatura del menisco y la tensión  $u_w$  del agua aumentan hasta que  $u_w$  se hace igual a  $-h_c \gamma_w$ . Sustituyendo  $h_c$  de la ecuación 20.2, se llega a:

$$u_{w \max} (\text{gm/cm}^2) = - \frac{0,15 \gamma_w (\text{gm/cm}^3)}{r (\text{cm})} \cos \alpha \quad (21.3)$$

Una evaporación mayor origina un descenso del agua dentro del tubo capilar conservándose constante la tensión neutra. Un proceso similar se produce cuando los suelos se secan. En efecto, al principio el valor de  $u_w$  aumenta hasta alcanzar el mayor valor compatible con el tamaño de los vacíos en la superficie del suelo. Una evaporación mayor hace penetrar aire en el suelo cambiando su color de oscuro a claro. Al principio de esta segunda etapa, el contenido de humedad del suelo es igual al límite de contracción (véase artículo 7), pero con su progreso la tensión neutra  $u_w$  puede aún aumentar, ya que los meniscos de agua se retiran a las acanaladuras y rincones más angostos de los vacíos.

La evaporación no cesa hasta que la presión relativa de vapor  $h_r$  (ecuación 21.2) se hace igual a la humedad relativa  $h_{r0}$ .

El agua remanente en el suelo seco constituye lo que se denomina humedad de contacto en el artículo 20. Después de secados al aire, el contenido de humedad de los suelos varía desde casi cero para arena limpia hasta 6 ó 7 por ciento para las arcillas típicas. En este estado, las arenas limpias son materiales sin cohesión, mientras que las arcillas resultan muy duras. En los casos mencionados la relación espacio de aire varía entre uno y 0,8.

Si una probeta de suelo secada a estufa se enfría en contacto directo con la atmósfera, su contenido de humedad aumenta. El agua que las partículas de suelo toman de la atmósfera se llama *humedad higroscópica*. La cantidad de humedad higroscópica que puede absorber una probeta dada depende de la temperatura y de la humedad relativa del aire y, en general, aumenta a medida que disminuye el tamaño de las partículas. En arenas es despreciable, en suelos limosos es muy pequeña, aunque suficiente para producir un hinchamiento. En arcillas puede ser superior al 5 por ciento de su peso seco.

Cuando una probeta de arcilla secada al aire es calentada hasta una temperatura algo superior al punto de ebullición del agua, su contenido de humedad decrece ligeramente. Asimismo, algunas de las propiedades de la arcilla sufren cambios que parecen permanentes y que vienen reflejados en una variación persistente en los límites de Atterberg. Un aumento mayor de temperatura, hasta alcanzar varios centenares de grados centígrados, produce la fusión de los granos en sus puntos de contacto dando lugar a una cementación potente y permanente que proporciona a la arcilla las características de un material sólido. La transformación de mezclas de arena-arcilla en ladrillos se produce de una manera similar.

La velocidad con que se evapora el agua en la superficie de probetas de arcilla sometidas a condiciones de exposición constantes disminuye a medida que decrece el contenido de humedad. En el límite líquido, la velocidad de evaporación es aproximadamente igual a la existente en un espejo de agua libre. Para un espejo de agua libre, la velocidad de evaporación depende de la temperatura, de la humedad relativa y de la velocidad del viento. En los Estados Unidos de Norteamérica, el área de más baja evaporación para grandes espejos libres de agua se encuentra en la zona de los grandes lagos, donde la velocidad de evaporación varía de 400 a 500 milímetros por año. Hacia el oeste y hacia el sur de esta zona, dicha velocidad aumenta gradualmente y alcanza a 1.800 milímetros en el sudoeste de Texas y sudeste de Nuevo Méjico. En la parte central del Imperial Valley, California, se han medido valores que alcanzan a 2.300 milímetros anuales.

Aun cuando una muestra de arcilla recubierta de parafina se almacene en una cámara húmeda, la arcilla gradualmente se contrae y separa de su envoltura de parafina. Esta contracción indica que existe un escape de agua a través de los poros invisibles aunque continuos de la parafina.

A medida que disminuye el contenido de humedad de una arcilla en desecación, la velocidad de evaporación también disminuye debido a que la tensión del agua contenida en los poros aumenta. Según la ecuación 21.2, este aumento de tensión lleva aparejada una disminución de la presión relativa de vapor, disminución que ejerce sobre la velocidad de evaporación

a humedad relativa constante, el mismo efecto retardador que un aumento de humedad relativa tiene sobre la velocidad de evaporación de un espejo de agua libre.

Por debajo del límite de contracción, la velocidad de evaporación sufre un nuevo retardo, ya que la humedad relativa del aire en los vacíos es siempre mayor de la que existe en el aire libre y que la evaporación cesa en el momento en que la presión relativa de vapor en los poros se hace igual a la humedad relativa del aire. Si la humedad relativa del aire aumenta, el contenido de humedad de la arcilla aumenta también levemente.

### ***Efecto de la desecación sobre la resistencia de los suelos***

Mientras un suelo se está desecando, se desarrolla cierta tensión en el agua de sus poros, tensión que aumenta a medida que disminuye el contenido de humedad. Como la tensión normal total en una sección dada del suelo permanece constante y es igual a la suma de las tensiones neutra y efectiva, el incremento de tensión en el agua de los poros lleva aparejado un aumento equivalente de la tensión efectiva. A medida que la desecación progresa, la tensión del agua aumenta de cero a  $-u_w$  y simultáneamente la tensión superficial produce una presión efectiva triaxial:

$$p_k = -u_w \quad (21.4)$$

Esta presión se conoce como *presión capilar* y aumenta la resistencia al corte rápido del suelo en un valor:

$$\Delta s = p_k \operatorname{tg} \phi \quad (21.5)$$

donde  $\phi$  representa el ángulo de fricción interna de la arena o el valor consolidado no drenado del ángulo de resistencia al corte de las arcillas.

En el límite de contracción, el aire invade los vacíos de la probeta y la humedad del suelo deja de ser continua. La tensión del agua que queda en la arcilla produce presiones de contacto (véase figura 20.6), las que originan resistencia al corte. Sin embargo, debido a la discontinuidad del agua contenida en los poros, la relación entre  $\Delta s$  y  $u_w$  ya no es más gobernada por las ecuaciones 21.3 y 21.5.

Debido a la presión capilar, aun los materiales sin cohesión alguna, tales como las arenas finas limpias, pueden temporariamente adquirir las características de los materiales cohesivos. Ensayados a la compresión simple, no confinada, demuestran tener resistencia, pero como este tipo de cohesión desaparece al sumergir los suelos, se identifica como *cohesión aparente*.

El contenido de humedad a que se desarrolla la máxima resistencia a la compresión simple  $q_u$  de un suelo en desecación depende principalmente de su granulometría. Esta manifestación viene ilustrada en la figura 21.3, que muestra el efecto que sobre la resistencia a la compresión simple de tres suelos distintos ejerce la disminución del contenido de humedad como consecuencia de la desecación. El contenido de humedad en el límite de

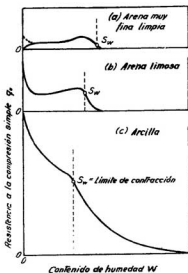


Fig. 21.3. Resistencia a la compresión simple de varios suelos con contenidos de humedad situados por encima del límite de contracción y para distintos estados de desecación por debajo de dicho límite (b y c, según A. Atterberg, 1916).

contracción está identificado en la figura por la notación  $S_w$ . Para valores de  $w$  menores que  $S_w$  el grado de saturación (ecuación 6.4) es aproximadamente igual a  $100w/S_w$ .

Para una arena fina perfectamente limpia y humedecida con agua destilada (fig. 21.3a),  $q_u$  es máximo para un grado de saturación de aproximadamente el 80 por ciento. Una desecación mayor reduce en última instancia  $q_u$  a cero. Empero, si los intersticios se llenan con agua corriente, sus impurezas son precipitadas durante la evaporación y se forma una capa continua muy fina que se adhiere a los granos y los conecta en sus puntos de contacto. De esta manera, la arena adquiere durante la última etapa de la desecación una leve cohesión en la forma en que lo indica la curva punteada de la figura 21.3a.

La figura 21.3b indica la relación entre  $w$  y  $q_u$  para el caso de una arena fina limosa. La resistencia aumenta regularmente hasta el límite de contracción, en cuyo punto, al ser invadida por aire la probeta, se produce una ligera disminución hasta que el grado de saturación alcanza aproximadamente el 10 por ciento. Desde este punto en adelante la resistencia vuelve a aumentar y sobrepasa el valor alcanzado en el límite de contracción (Atterberg, 1916). Para las arcillas (fig. 21.3c), el desecado por debajo del límite de contracción va siempre acompañado de un aumento creciente de resistencia.

### ***Desecación en el terreno***

En la naturaleza se produce desecación en los suelos siempre que su superficie no se encuentre bajo agua en forma permanente. Debido a la desecación periódica, la cohesión aparente de las arenas muy finas limosas puede llegar a ser bastante importante. El agua de lluvia no llega a desalojar más que una pequeña parte del aire contenido en los vacíos y la cohesión sobrevive periodos lluviosos de larga duración. Por ello, estos suelos han sido confundidos, particularmente en las zonas áridas y semiáridas, con rocas blandas. Sin embargo, si se llega a inundar la superficie, la cohesión desaparece gradualmente y el suelo puede desintegrarse.

La desecación de una capa de arcilla blanda progresa muy lentamente de la superficie expuesta hacia abajo y da lugar a la formación de una costra que se hace más y más espesa con el correr del tiempo. Si esta costra es posteriormente tapada por nuevos sedimentos y permanentemente inundada, forma una capa de arcilla resistente preconsolidada situada entre dos estratos de arcilla normalmente consolidada (artículo 13). Espesas capas de arcilla blanda pueden ser consolidadas haciendo circular aire seco caliente por un sistema de túneles de ventilación, pero este procedimiento muy raras veces resulta económico.

En zonas semiáridas, como ser el oeste de Texas, la desecación de arcillas en la estación seca progresa hasta profundidades que alcanzan los 6 metros (Simpson, 1934), quebrándose el suelo como consecuencia de las grietas de contracción que se producen. Durante la época de lluvias, el agua penetra en las grietas y la arcilla se hincha originando un levantamiento importante de la superficie del terreno. Debajo de las zonas cubiertas por edificios, la pérdida de humedad por evaporación es mucho menor que en las zonas adyacentes. Por ello el contenido de humedad de la arcilla situada debajo de las superficies cubiertas aumenta por muchos años a velocidad decreciente y produce una elevación de la parte central de las mismas, respecto a sus bordes exteriores. El valor de esta elevación es prácticamente independiente del peso de los edificios y su efecto es muy similar al producido por asentamientos desiguales. Bajo condiciones climáticas desfavorables, la elevación en ciertos suelos puede, con el tiempo, superar los 30 centímetros.

Si el subsuelo de un edificio con calefacción central descansa sobre arcilla, la humedad del suelo puede evaporarse por los vacíos del hormigón originando una contracción de la misma, que se separa del piso de hormigón dejándolo sin su soporte. El efecto pernicioso puede evitarse cubriendo la superficie de la arcilla con una capa bituminosa antes de colocar el hormigón.

### ***Desleimiento o desintegración de suelos secos por el agua***

Cuando una probeta de arcilla seca se sumerge rápidamente en agua (fig. 21.4), la zona exterior de la misma se satura atrapando aire en la zona interior. La presión del aire origina una tracción en el esqueleto sólido y

puede producir la rotura por tracción en una superficie cualquiera, como la *ab*. Este fenómeno da lugar al *desleimiento* o a la *desintegración* del suelo, siendo la causa que origina la erosión progresiva de los taludes de arcilla no protegidos.

### ***Drenaje por electroósmosis***

Si en un suelo saturado se introducen dos electrodos y se hace pasar una corriente eléctrica entre ellos, el agua del suelo migra del polo positivo (ánodo) hacia el negativo (cátodo). Si el cátodo constituye un pozo filtro, el agua que llega al mismo puede ser removida por bombeo.

El movimiento del agua se debe a que (véase artículo 4) la superficie de las partículas de suelo llevan una carga eléctrica negativa. Esta carga atrae hacia las partículas los iones positivos, formándose una película de agua positivamente cargada como consecuencia de la preponderancia de iones de este signo. Aunque no hay un límite neto entre el agua positivamente cargada y el agua neutra, para los propósitos que aquí se persiguen se pueden considerar capas bien definidas con cargas distintas (fig. 21.5a), y que se conocen como *capas eléctricas dobles*. Los iones positivos concentrados en el agua cercana a las partículas de suelo son atraídos por el electrodo negativo y repelidos por el positivo. Por ello, la capa positiva, junto con la columna de agua neutra que ella rodea, migra hacia el cátodo. El escurrimiento de agua producido por la corriente eléctrica se denomina *electroósmosis*.

Debe notarse que la velocidad de escurrimiento es constante en toda la sección de la columna encerrada por las capas eléctricas dobles, fenómeno que está en contraposición con el escurrimiento gravitacional en tubos capilares, donde la velocidad aumenta de las paredes hacia el centro del tubo como lo indica la figura 21.5b.

La velocidad  $v$  (centímetros por segundos), a que escurre el agua en un tubo cilíndrico por efecto de la electroósmosis, viene dada en forma aproximada por la ecuación:

$$v = \frac{1,02 \times 10^{-4} d e E}{\eta l} \quad (21.6)$$

donde:

$e$  (coulombs/cm<sup>2</sup>) = carga eléctrica por unidad de área de las paredes del tubo.

$E$  (voltios) = diferencia de potencial eléctrico entre los extremos del tubo.

$d$  (centímetros) = espesor de la capa eléctrica doble.

$\eta$  (gramos segundos/cm<sup>2</sup>) = viscosidad del agua.

$l$  (centímetros) = longitud del tubo.

Para tubos constituidos de un material dado, dentro de un rango relativamente pequeño de temperatura,  $e$ ,  $d$  y  $\eta$  son aproximadamente constantes y la ecuación 21.6 puede escribirse de la siguiente manera:

$$v = k_e i_e \quad (21.7)$$



Fig. 21.4. Diagrama que ilustra cómo se produce el desleimiento de la arcilla seca cuando es sumergida en agua.

en el cual  $k_e$  se denomina el coeficiente de permeabilidad electroosmótica e  $i_e$  es gradiente de potencial  $E/l$  (voltios/cm). El coeficiente de permeabilidad electroosmótica se expresa como una velocidad de escurrimiento (cm/seg) bajo un gradiente de potencial de 1 voltio/cm. La ecuación 21.7 es aplicable a un grupo de tubos capilares de ancho constante. Representa, no obstante, al menos en forma cruda, la velocidad de escurrimiento electroosmótica a través de los suelos, aun cuando sus vacíos varían en tamaño de punto a punto. Es análoga a la ecuación 11.6 que representa el escurrimiento del agua bajo la influencia de un gradiente hidráulico.

En contraste con el coeficiente de permeabilidad hidráulico  $k$ , que varía entre límites muy extensos, dependientes del tamaño de los vacíos del suelo y por consiguiente de la granulometría, el coeficiente de permeabilidad electroosmótica es casi independiente de la granulometría. Para la mayoría de los suelos está comprendido en el rango que se extiende de  $0,4$  a  $0,6 \times 10^{-4}$  cm/seg. Es por ello que en los suelos de granos finos, como los limos, que no pueden ser drenados en forma efectiva por gravedad, la electroósmosis puede resultar particularmente ventajosa (L. Casagrande, 1949, 1962).

Tan pronto como se aplica un potencial eléctrico a un suelo, el agua

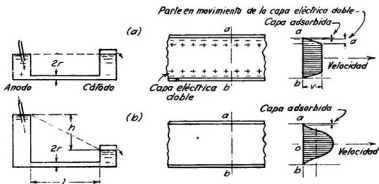


Fig. 21.5. Diagramas que ilustran sobre la diferencia que existe: (b) entre el escurrimiento del agua en tubos capilares y en suelos, provocada por una carga hidráulica; (a) y el escurrimiento originado por una corriente eléctrica.

comienza a fluir hacia el cátodo. De inmediato se producen presiones de filtración (artículo 23) que, si están dirigidas contra la cara expuesta de una excavación, pueden aumentar grandemente su estabilidad. Se explica así que la estabilización de taludes o cortes en suelos limosos saturados resulte una de las aplicaciones más comunes de la electroósmosis (artículo 47).

La aplicación de un potencial eléctrico a un suelo de grano fino compresible, como una arcilla, conduce a la expulsión de agua por los cátodos y, en consecuencia, a la consolidación de la arcilla. Esta consolidación trae aparejada, por un lado, un aumento de resistencia y, por otro lado, induce la formación de grietas y fisuras, especialmente cerca de los ánodos. Los ánodos se corroen a medida que los iones metálicos son transportados hacia el suelo. El depósito de estos iones, como asimismo el remplazo de los iones de baja valencia por aquellos que aportan cargas mayores, conduce a cambios permanentes en los límites de Atterberg y en otras características físicas de los suelos. Los fenómenos fisicoquímicos involucrados en estos cambios son complejos y todavía no se entienden bien.

### ***Efecto nocivo de las heladas y forma de prevenirlo***

Si se hiela el agua contenida en los poros de una arena o de una grava limpia saturada, la estructura del suelo permanece inalterada. La congelación solo aumenta el volumen de cada vacío en un 9 por ciento por efecto de la expansión del agua contenida en el mismo.

Si por el contrario se hiela un suelo saturado de granos finos, el congelamiento origina la formación de capas de hielo limpio orientadas paralelamente a la superficie expuesta a bajas temperaturas. El espesor de cada capa de hielo puede aumentar hasta alcanzar varios centímetros y el suelo sujeto al congelamiento adquiere las características de un material estratificado compuesto de capas alternadas de suelo y hielo limpio (Taber, 1930).

Aun cuando se han realizado muchas investigaciones sobre la mecánica molecular que rige la formación de los lentes de hielo y sobre la intensidad de las fuerzas desarrolladas, no se tiene aún un conocimiento cuantitativo del fenómeno (Yong y Warkentin, 1966). Se conocen, no obstante, cuáles son las condiciones que conducen a su formación y la manera de prevenirlas (A. Casagrande, 1931; Beskow, 1935).

Las capas de hielo se forman solo en suelos de granos finos. El tamaño crítico que marca el límite entre los suelos sujetos a la formación de capas de hielo y aquellos libres de este fenómeno depende de la uniformidad del material. En suelos perfectamente uniformes, las capas de hielo no se forman a menos que sus granos sean menores de 0,01 milímetros. Los suelos menos uniformes deben contener un mínimo del 10 por ciento de granos menores de 0,02 milímetros. Para que se formen capas de hielo en suelos graduados se requiere, en general, que los granos de tamaño menor de 0,02 milímetros formen un mínimo del 3 por ciento del total. En los suelos con menos del 1 por ciento de granos menores de 0,02 mm no se forman capas de hielo en ninguna de las circunstancias que se dan en el terreno.

La figura 21.6 representa tres probetas cilíndricas de limo fino saturado.

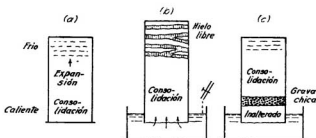


Fig. 21.6. Diagrama que ilustra la acción de las he'adas sobre los suelos. (a) Sistema cerrado; (b) sistema abierto; (c) método para transformar un sistema abierto en uno cerrado, por medio de una capa de arena gruesa que intercepta la ascensión capilar hacia la zona he'ada.

La probeta *a* está rodeada de aire, mientras que las partes inferiores de *b* y *c* están sumergidas en agua. Las partes superiores de todas las probetas se mantienen a una temperatura inferior al punto de congelamiento. En la probeta *a* el agua que forma las capas de hielo proviene de la parte inferior de la misma, de modo que ésta se consolida como si su parte superior estuviera expuesta a la evaporación. El crecimiento de las capas de hielo probablemente continúa hasta que el contenido de humedad de la parte inferior de la probeta se reduce al límite de contracción. Como toda el agua que integra las capas de hielo proviene en este caso de la misma probeta, se dice que la probeta forma un *sistema cerrado*. El aumento de volumen que se origina en un sistema cerrado no excede del incremento de volumen del agua contenida en el mismo, y varía entre 3 y 5 por ciento del volumen total.

En *b*, el agua que se requiere para la formación de las primeras capas de hielo también proviene al principio de la parte inferior de la probeta, la que por lo tanto se consolida. Pero, a medida que la consolidación progresa, se establece paulatinamente una corriente de agua libre que va del recipiente hacia el suelo hasta que se alcanza un equilibrio entre la cantidad de agua que engruesa las capas de hielo y la que entra al suelo por la parte inferior. Una probeta en tales condiciones constituye un *sistema abierto* y las capas de hielo que se forman en el mismo aumentan, al menos teóricamente, en forma indefinida.

El sistema abierto representado por la muestra *b* puede trasformarse en un sistema cerrado intercalando una capa de material grueso entre la zona de congelamiento y el espejo de agua, en la forma en que lo indica la figura 21.6c. Como el agua no puede atravesar por capilaridad la capa de material grueso, la parte superior de la probeta *c* constituye un sistema cerrado.

En la práctica se encuentran sistemas abiertos toda vez que la distancia entre el borde inferior de la zona de congelamiento y la napa freática es menor que la altura de ascensión capilar del suelo. Como el agua que

migra de la napa es remplazada por nuevos aportes, las capas de hielo crecen en forma continua durante los períodos de congelamiento y la superficie del terreno situado arriba de las mismas se levanta. Este fenómeno se conoce como *hinchamiento por congelación*, y su valor puede alcanzar, aun en climas relativamente moderados como el de New England, E.U.A., valores que sobrepasan los 15 centímetros. Por otra parte, como el espesor de las capas de hielo es fiel reflejo de las variaciones de la permeabilidad del suelo, el hinchamiento por congelación comúnmente no es uniforme. Los caminos pavimentados colocados sobre zonas de congelamiento están expuestos a la rotura no solo por el hinchamiento, sino que, aún peor, el deshielo trasforma el suelo en una masa de barro sobresaturada sin resistencia alguna, creando una situación más perjudicial que la anterior.

La tendencia a la formación y crecimiento de capas de hielo aumenta rápidamente con la disminución del tamaño de los granos. Por otro lado, la velocidad a que el agua fluye hacia la zona de congelación disminuye en un sistema abierto, al disminuir dicho tamaño. Por ello, es razonable esperar que la condición más desfavorable se produzca para suelos de granos intermedios. La experiencia ha demostrado que, en efecto, las mayores dificultades se producen en los limos finos y en las mezclas arena-limo algo más finas que aquellos suelos cuya ascensión capilar en un período de 24 horas es un máximo (véase figura 20.3). En una masa de suelo con una granulometría dada y que forma un sistema cerrado, la velocidad de crecimiento de las capas de hielo aumenta con la compresibilidad del material.

En climas húmedos con inviernos severos la acción de las heladas origina cambios de volumen similares a los que se producen en regiones semiáridas con veranos calientes, como ocurre en el centro de Texas. No solo daña los caminos, sino que también desplaza muros de sostenimiento (véase artículo 46) y levanta las fundaciones. Insertando una capa de grava entre el más alto nivel de la napa y el límite inferior de la zona de congelación, la masa de suelo se trasforma de un sistema abierto a uno cerrado y el hinchamiento por congelación puede, en general, restringirse entre límites tolerables.

### Problemas

1. El contenido de humedad de una muestra de suelo drenada alcanza al 16 por ciento, su porosidad es del 42 por ciento y el peso específico absoluto de las partículas 2,70 gramos por centímetro cúbico. Calcular la relación espacio de aire.

*Solución:* 0,40.

2. Una muestra inalterada de arcilla muy blanda se mantiene en una cámara húmeda sin protección alguna. La arcilla se hace cada vez más resistente, hasta que al cabo de un tiempo su resistencia a la compresión simple alcanza el equilibrio con un valor de 10 kg por centímetro cuadrado. El valor consolidado rápido del ángulo de resistencia al corte de la arcilla es igual a 20°. ¿Cuál es la humedad relativa del aire de la cámara húmeda?

*Solución:* 0,9936.

### Lecturas seleccionadas

Casagrande, A. (1931). "Discussion: A new theory of frost heaving", *Proceedings del Highway Research Board*, Vol. 11, págs. 168-172.

- Beskow, G. (1935). "Tjälbildningen och Tjällyftningen med Särskild Hänsyn till Vägar och Järnvägar" (Congelamiento y expansión de suelos con aplicación especial a los caminos y ferrocarriles). *Sveriges Geologiska Undersökning, Stockholm, Series Cv, N° 375*, 242 págs.
- Osterberg, J. O. (1940). "A survey of the frost-heaving problem", *Civil Engineer*, Vol. 10, págs. 100-102. Contiene una bibliografía condensada sobre la materia.
- Physics of the Earth - Parte IX, "Hydrology"* (1942). Editado por O. E. Meinzer, Nueva York, McGraw-Hill, primera edición, págs. 331-384. Revista sobre el estado actual del conocimiento relativo a humedad del suelo.
- Yong, R. N. y B. P. Warkentin (1966). "Soil freezing and permafrost", Capítulo 12 en *"Introduction to soil behavior"*, New York, MacMillan, págs. 391-428.



## Mecánica teórica de los suelos

La mecánica teórica de los suelos trata, esencialmente, de las acciones mutuas entre suelo y agua (Capítulo 4), del estado de equilibrio límite de las masas de suelo (Capítulo 5) y de las deformaciones producidas por las fuerzas externas (Capítulo 6). Como las constantes del suelo que aparecen en las fórmulas finales de estas teorías se deducen tomando el término medio de los valores obtenidos de ensayos de laboratorio sobre muestras más o menos representativas, o bien se estiman en base a la experiencia adquirida, dichas teorías no deben considerarse más que como instrumentos útiles solo para efectuar cálculos groseramente aproximados. Algunas de las teorías, como las que tratan del asentamiento de bases de fundación en suelos no estratificados, tienen por objeto servir únicamente como elementos de juicio en el proceso de establecer reglas semiempíricas basadas en la experiencia.

La inevitable falta de certeza con respecto al valor real de las constantes del suelo y de las hipótesis fundamentales en que se basan las teorías, conduce a la conclusión de que, en las mismas, la simplicidad es más importante que la exactitud. Si una teoría es simple, cualquier desviación de las hipótesis consideradas en la misma puede ser fácilmente tenida en cuenta en la práctica y previstas sus consecuencias. Por el contrario, una teoría complicada no sirve ningún propósito práctico hasta que sus resultados han sido condensados en gráficos o tablas, de modo de hacer factible su rápida aplicación para las diferentes condiciones que se deseen estudiar.

En esta obra se consideran en detalle solo las teorías simples. Para los casos excepcionales, en los cuales se justifican los refinamientos teóricos, el lector debe consultar la extensa literatura existente al respecto.



## Capítulo 4

### HIDRÁULICA DE LOS SUELOS

#### ART. 22 ALCANCE DE LOS PROBLEMAS HIDRÁULICOS

La interacción entre el suelo y el agua que escurre a través de su masa influye en la solución de varios grupos de problemas de la ingeniería de los suelos. Un primer grupo se refiere al cálculo de la cantidad de agua que filtra hacia una excavación abierta para la construcción de una obra, o de la cantidad de agua embalsada que se perderá por filtración a través de un dique o su fundación (artículo 23). Un segundo grupo trata de la influencia que la permeabilidad ejerce sobre la velocidad con que drena el agua de un estrato de arcilla cargada (artículo 25). Un tercer grupo se ocupa del efecto que las presiones de filtración ejercen sobre la estabilidad de taludes y fundaciones. Como los temas de este último grupo también involucran la consideración del equilibrio de masas de suelo, su tratamiento se remite al Capítulo 5 "Equilibrio plástico de los suelos".

La solución teórica de cada uno de estos problemas se basa en la hipótesis de que la masa de suelo por donde escurre el agua es homogénea o está compuesta por unos pocos estratos homogéneos con límites bien definidos. Hipótesis similares se hacen al derivar las teorías que estudian el empuje de tierra, la estabilidad a rotura y el asentamiento, pero tratándose de problemas hidráulicos la importancia práctica de tales hipótesis es fundamentalmente diferente.

El empuje, la estabilidad y el asentamiento dependen solo del término medio de los valores de las propiedades del suelo involucradas y, por lo tanto, aun una gran dispersión con respecto al término medio tiene pocas consecuencias prácticas. Tratándose de problemas hidráulicos, por el contrario, detalles geológicos aparentemente insignificantes pueden ejercer una influencia decisiva, tanto sobre el volumen de la filtración como en la distribución de las presiones de filtración producidas en el suelo. Los ejemplos que siguen ilustran estas manifestaciones.

Si un espeso depósito de arena contiene algunas pocas capas delgadas de limo fino denso o de arcilla compacta, la presencia de estas capas no tiene prácticamente efecto alguno sobre el empuje que la arena ejerce contra la entibación de una excavación a cielo abierto practicada por encima de la napa, o sobre la capacidad de carga de la arena, o bien sobre el asentamiento de una estructura que descansa en la misma. Por ello, en tal tipo de problemas la presencia de tales capas puede ignorarse, teniendo poca

importancia que hayan pasado inadvertidas al hacer la investigación del subsuelo.

Por el contrario, en cualquier problema práctico que trate de la filtración de agua en arena, por ejemplo desde agua arriba a agua abajo de una hilera de tablestacas, la presencia o ausencia de delgadas capas de suelo relativamente impermeables es de importancia decisiva. Si una de las capas es continua y está situada por encima del borde inferior del tablestacado, dicha capa intercepta casi toda la filtración.

Si las capas son discontinuas resulta imposible estimar su influencia sobre la cantidad y dirección de la filtración sin conocer el grado de continuidad. Este grado de continuidad no puede determinarse por ningún medio práctico y, a decir verdad, es posible que las perforaciones no lleguen ni siquiera a hacer sospechar la presencia de estas capas.

Todo estrato natural de suelo y todo terraplén artificial contienen inclusiones de material con permeabilidad excepcionalmente baja, o excepcionalmente alta. Su presencia es muy difícil de determinar, y la posición de los límites horizontales de estas inclusiones solo puede ser objeto de conjeturas. Por ello, la diferencia entre la realidad y los resultados obtenidos de toda investigación que involucre la filtración de agua a través del suelo puede resultar muy importante, cualquiera sea el cuidado y el detalle con que se haya explorado el subsuelo. Esto no significa que la investigación del subsuelo no deba realizarse, pues en ese caso el ingeniero estaría librado completamente al azar. Por ello, la buena ingeniería exige seguir el siguiente procedimiento frente a los problemas hidráulicos: el proyecto se ejecuta fundándose en los resultados de una investigación hidráulica bien realizada, pero teniendo el cuidado de que durante todo el período de la construcción y, si es necesario, durante varios años posteriores, se efectúen observaciones en la obra para determinar si, y hasta qué punto, las condiciones hidráulicas reales del subsuelo difieren de las supuestas. Si las observaciones indican que las condiciones reales son menos favorables que las que se previeron, el proyecto debe modificarse a la luz de los nuevos conocimientos. Por medio de este procedimiento, que es ilustrado por varios ejemplos en la parte III, ha sido posible evitar muchos desastres en el caso de diques.

## ART. 23 CÁLCULO DE LA FILTRACIÓN

### *Relaciones fundamentales*

En el análisis que sigue, se supone que la filtración de agua por el suelo obedece a la ley de Darcy (ecuación 11.6) y que el suelo está constituido por un material relativamente incompresible tal como arena, arena limosa o limo.

Para calcular la cantidad de filtración por tales suelos es necesario determinar la intensidad y la distribución de las tensiones neutras, conocidas usualmente como las *subpresiones* o *presiones del agua de los poros*. Estas tensiones pueden determinarse construyendo una red de líneas de corriente y de líneas equipotenciales, red que se conoce como la *red de filtración*

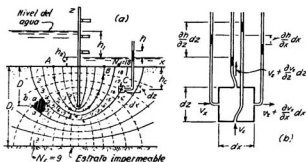


Fig. 23.1. (a) Filtración del agua por debajo de la punta de una fila única de tablestacas en arena homogénea; (b) presiones hidrostáticas actuantes en las cuatro caras del elemento de arena indicado en (a).

y que representa la filtración del agua en un suelo incompresible (Forchheimer, 1917). Para ilustrar el método, se calcula a continuación la cantidad de agua que por filtración pasa al interior de un recinto estanco construido dentro de un lago con el tablestacado indicado en la figura 23.1a. Se supone que la fila de tablestacas es impermeable y que las mismas han sido hincadas, hasta una profundidad  $D$ , en un estrato homogéneo de arena de espesor  $D_1$ , que descansa sobre una base horizontal impermeable. Se supone, además, que la carga hidráulica  $h_1$  (véase artículo 11) se mantiene constante. El agua que entra en la arena del lado agua arriba recorre caminos curvos que se llaman *líneas de corriente*, una de las cuales se ha marcado con flechas y denominado  $AB$ .

La figura 23.1b muestra en escala mayor un elemento prismático del estrato permeable, cuyas dimensiones en el plano del dibujo son iguales a  $dx$  y  $dz$  y en el plano normal a éste, igual a  $dy$ .

Llamando:

- $v_x$  = componente de la velocidad de descarga en la dirección horizontal,
- $i_x = \partial h / \partial x$ , el gradiente hidráulico en la dirección horizontal,
- $v_z$  e  $i_z = \partial h / \partial z$ , estos mismos valores para la dirección vertical,
- $h$  = la carga hidráulica en el punto ocupado por el elemento,

la cantidad total de agua que entra al elemento en la unidad de tiempo es igual a:

$$v_x dz dy + v_z dx dy$$

La que sale del elemento:

$$v_x dz dy + \frac{\partial v_x}{\partial x} dx dz dy + v_z dx dy + \frac{\partial v_z}{\partial z} dz dx dy$$

Si el líquido es incompresible y el volumen de vacíos ocupados por el agua permanece constante, la cantidad de agua que entra al elemento debe ser igual a la que sale del mismo, es decir, que:

$$(v_x dz dy + \frac{\partial v_x}{\partial x} dx dz dy + v_z dx dy + \frac{\partial v_z}{\partial z} dz dx dy) - (v_x dz dy + v_z dx dy) = 0$$

de donde:

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0 \quad (23.1)$$

La ecuación 23.1 se conoce como la *condición de continuidad* para la filtración del agua paralelamente al plano XZ. Tanto el agua como el suelo son compresibles, al menos en pequeña medida, así que la filtración en los suelos no satisface estrictamente la condición de continuidad. No obstante, tratándose de problemas prácticos, esta discrepancia puede comúnmente, aunque no siempre, ser ignorada.

Combinando la ecuación 23.1 con la 11.6, se obtiene:

$$v_x = ki_x = k \frac{\partial h}{\partial x} \text{ y } v_z = ki_z = k \frac{\partial h}{\partial z}$$

De estas ecuaciones es fácil ver que las velocidades  $v_x$  y  $v_z$  pueden considerarse como derivadas parciales con respecto a  $x$  y a  $z$  de la expresión:

$$\Phi = kh$$

conocida como *potencial de velocidad*. Sustituyendo los valores:

$$v_x = \frac{\partial \Phi}{\partial x} \text{ y } v_z = \frac{\partial \Phi}{\partial z}$$

en la ecuación 23.1, se obtiene:

$$\frac{\partial^2 \Phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \Phi}{\partial z^2} = 0 \quad (23.2)$$

expresión conocida como la *ecuación de Laplace* y que gobierna la filtración de cualquier fluido incompresible a través de un material poroso también incompresible, cuando la misma puede considerarse bidimensional. Gráficamente, la ecuación puede representarse por dos conjuntos de curvas que se intersectan en ángulo recto. Uno de los conjuntos constituye las *líneas de fluencia* o *líneas de corriente*, el otro las *líneas equipotenciales*. En todos los puntos de una misma línea equipotencial, el agua asciende en un tubo piezométrico hasta un mismo *nivel piezométrico* (artículo 11). Los filetes de agua, por otro lado, recorren los caminos indicados por las líneas de corriente, es decir, que se mueven en una dirección normal a las líneas equipotenciales.

En el problema indicado en la figura 23.1a, el fondo del lago, es decir, la superficie de la arena agua arriba, forma una de las líneas equipotenciales. La superficie agua abajo del manto de arena forma otra línea equipotencial. Asimismo, la superficie superior del estrato impermeable constituye una línea de corriente. Estas líneas constituyen las *condiciones hidráulicas de borde* del problema. Resolviendo la ecuación 23.2 de modo que cumpla estas condiciones de borde, se obtienen los datos necesarios para construir la red de filtración indicada en la figura 23.1a. La faja situada entre dos líneas de corriente adyacentes se denomina *canal de filtración*, y la parte de canal limitada por dos líneas equipotenciales un *campo*. Resulta conveniente construir las líneas equipotenciales de modo que la diferencia de los niveles piezométricos entre dos líneas equipotenciales adyacentes cualesquiera sea constante. Esta diferencia se denomina *caída de potencial*  $\Delta h$ . Si  $h_1$  es la carga hidráulica total y  $N_d$  el número de caídas de potencial ( $N_d = 18$  en la figura 23.1a), la caída de potencial es igual a:

$$\Delta h = \frac{h_1}{N_d} \quad (23.3)$$

Construida la red de filtración, la tensión neutra en cualquier punto situado dentro de la red, tal como el punto C de la figura 23.1a, puede determinarse fácilmente haciendo el razonamiento siguiente: Si no hubiera filtración, es decir, si la superficie del terreno agua abajo fuera absolutamente impermeable, la presión neutra en C sería igual a la suma de la carga hidráulica  $h_1 + h_2 + h_c$ . Empero, como consecuencia de la filtración, hay una pérdida de carga entre la superficie agua arriba y el punto C, y como además dicho punto está situado sobre el borde derecho de la decimosexta caída de potencial y  $N_d = 18$ , la pérdida de carga que se busca es igual a  $16h_1/18$ . Por lo tanto, la presión del agua en el punto C es igual a:

$$u_w = (h_1 + h_2 + h_c - \frac{16}{18} h_1) \gamma_w$$

La parte

$$(h_1 - \frac{16}{18} h_1) \gamma_w = h \gamma_w$$

que se origina por efecto exclusivo de la filtración de agua se denomina *sobrepresión hidrostática*.

### **Cálculo de la filtración y de la presión de filtración**

Con el objeto de derivar las ecuaciones para calcular la cantidad de filtración, se analiza el campo indicado por el área sombreada de la figura 23.1a. La longitud de sus lados en la dirección de las líneas de corriente es igual a  $a$ , de modo que dentro del campo el gradiente hidráulico es igual a:

$$i = \frac{\Delta h}{a}$$

y la velocidad de descarga:

$$v = ki = k \frac{\Delta h}{a} = \frac{k}{a} \frac{h_1}{N_d}$$

Si se considera que el ancho del campo, medido normalmente a las líneas de corriente, es igual a un valor arbitrario  $b$ , la cantidad de agua que circula por el campo, por unidad de longitud de tablestacado, es:

$$\Delta Q = bv = k \frac{b}{a} \frac{h_1}{N_d}$$

Para simplificar los cálculos, las redes de filtración se construyen de modo que  $b = a$ , es decir, de modo que cada campo sea un cuadrado. En este caso se obtiene:

$$\Delta Q = k \frac{ah_1}{aN_d} = k \frac{h_1}{N_d} \quad (23.4)$$

Si  $N_f$  es el número total de canales de filtración ( $N_f = 9$  en la figura 23.1a), la filtración  $Q$  por unidad de ancho del tablestacado y en la unidad de tiempo es:

$$Q = N_f \Delta Q = kh_1 \frac{N_f}{N_d} \quad (23.5)$$

Utilizando esta ecuación puede calcularse fácilmente la filtración después de haber construido la red correspondiente.

La sobrepresión hidrostática total sobre el elemento cúbico de lado  $a$  es: agua arriba:

$$a^2 \times 15\Delta h \gamma_w$$

y agua abajo del mismo elemento:

$$a^2 \times 14\Delta h \gamma_w$$

La diferencia entre estas dos presiones

$$p_s = a^2 \Delta h \gamma_w = a^3 \frac{\Delta h}{a} \gamma_w$$

es transferida del agua a los granos de suelo. Como  $\frac{\Delta h}{a}$  es igual al gradiente hidráulico  $i$ , y  $a^3$  es el volumen del elemento, el agua ejerce sobre el suelo una fuerza igual a:

$$p_s = i \gamma_w \quad (23.6)$$

por unidad de volumen.

Esta fuerza se conoce como *presión de filtración*. Tiene la dimensión de un peso específico y, en cualquier punto, su línea de acción es tangente a las líneas de corriente.

### Construcción de la red de filtración

Los datos que se requieren para dibujar la red de filtración pueden obtenerse resolviendo la ecuación 23.2, pero la solución no es practicable a menos que las condiciones de borde sean muy simples, requerimiento que no se cumple en la mayoría de las estructuras hidráulicas. Las redes de filtración de dichas estructuras pueden también obtenerse por varios métodos experimentales, pero el procedimiento más conveniente y más económico consiste en construir gráficamente la red de filtración por tanteos.

Los pasos a seguir en esta construcción gráfica se indican en la figura 23.2, en la que el diagrama (a) representa una sección transversal de un dique vertedero con una pantalla de tablestacas. Antes de iniciar la construcción de la red deben examinarse las condiciones hidráulicas de borde del problema y determinar su efecto sobre la forma de las líneas de corriente. En la figura 23.2a, la superficie del terreno agua abajo y agua arriba representa líneas equipotenciales. La base del dique junto con las caras de la pantalla representan la línea de corriente superior y, la base del estrato permeable, la línea de corriente inferior. Las otras líneas de corriente se hallan situadas entre estas dos, y sus formas deben ir en transición gradual desde la forma de la línea superior a la inferior. Por otro lado, todas las líneas de corriente deben empezar y terminar con una tangente vertical, es decir, ser normales a las superficies del terreno, tanto agua abajo como agua arriba.

El primer paso, al construir la red, consiste en dibujar varias curvas suaves que representen líneas de corriente (curvas llenas de la figura 23.2b) y que satisfagan las condiciones anteriores. Se construyen luego varias líneas equipotenciales que intersecten en ángulo recto a las de corriente y de modo que los campos resulten aproximadamente cuadrados. Se obtiene así una primera aproximación grosera de la red de filtración.

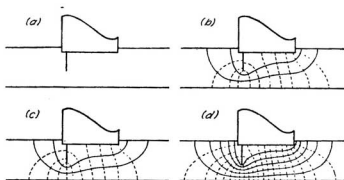


Fig. 23.2. Pasos a seguir para construir una red de filtración. (a) Sección transversal al dique y al estrato permeable; (b) resultados del primer tanteo para construir la red de filtración; (c) resultados de la corrección de la red indicada en (b); (d) red de filtración final.

El próximo paso consiste en examinar cuidadosamente la red de filtración construida para identificar los defectos más visibles. En el primer tanteo que indica la figura 23.2b, las líneas de corriente y las equipotenciales se intersectan aproximadamente en ángulo recto, pero varios de los campos no son aún cuadrados. Para corregir este defecto se dibuja una

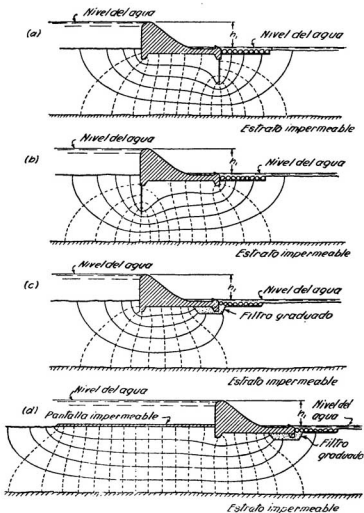


Fig. 23.3. Filtración en arena homogénea por debajo de la base de un dique de hormigón. (Según A. Casagrande, 1935 a).

nueva red tratando de que los campos se aproximen más a cuadrados y se prosigue con este procedimiento de ajuste hasta obtener una red satisfactoria. La red que se obtiene está representada en la figura 23.2c. Como paso final se subdividen los campos de la figura 23.2c y la red resultante se ajusta hasta que cada campo sea un cuadrado. Se obtiene así como resultado final la figura 23.2d, en la cual se subdividió cada campo de la figura 23.2c en cuatro, y se eliminaron los pequeños errores remanentes.

Para todo propósito práctico, una red de filtración puede considerarse satisfactoria tan pronto como los campos dibujados se aproximan bastante a la forma de cuadrados, pero aun redes aparentemente inexactas dan resultados notables por su exactitud.

Las figuras 23.3 y 23.4 pueden servir de guía para construir redes de filtración que satisfagan distintas condiciones hidráulicas de borde. La red de la figura 23.4a contiene una línea que representa la superficie del agua

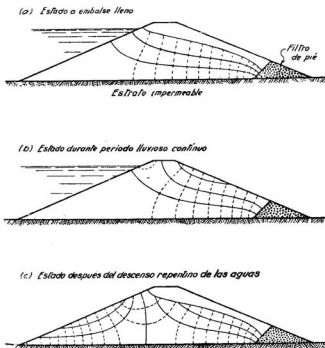


Fig. 23.4. Filtración a través de un dique homogéneo imaginario constituido de arena muy fina limpia.

libre, y que está situada enteramente dentro del medio poroso. A lo largo de esta superficie, la distancia vertical entre pares adyacentes de líneas equipotenciales es una constante igual a  $\Delta h$ .

Toda red de filtración se construye en la hipótesis de que el suelo de un estrato dado, por donde filtra el agua, es uniforme en su permeabilidad. En realidad, en los estratos de suelos naturales, la permeabilidad varía de punto a punto, especialmente a lo largo de líneas normales a los límites del estrato. Por ello, la diferencia entre una red de filtración crudamente esquematizada y otra exacta es comúnmente pequeña, comparada con la diferencia entre la fluencia del agua en el suelo real y la que indica la red de filtración exacta. La universalidad de esta circunstancia hace que los refinamientos en la construcción de redes de filtración, como los estudios detallados sobre modelos, no se justifiquen desde el punto de vista práctico.

El uso de modelos, basados en la analogía entre la filtración de agua en medios porosos y la fluencia de electricidad en conductores, ofrece un medio conveniente para construir una red de filtración como la de la figura 23.4a, que contiene una superficie de agua libre. No obstante, el armado del equipo necesario es laborioso y no se justifica, a menos que deban trazarse muchas redes de filtración de este tipo.

### ***La filtración en suelos con isotropía trasversal***

Las redes de filtración indicadas en las figuras 23.1 a la 23.4 se construyen en la hipótesis de que el suelo es isótropo desde el punto de vista hidráulico, pero en la naturaleza toda masa de suelo se halla más o menos estratificada. Por ello, como se dijo en el artículo 11, la permeabilidad media  $k_I$ , en la dirección paralela a los planos de estratificación, es siempre mayor que la permeabilidad media  $k_{II}$ , en sentido normal a dichos planos.

Para construir una red de filtración en tales suelos estratificados, se sustituye el suelo real por un material homogéneo que tiene permeabilidades horizontal y vertical iguales, respectivamente, a  $k_I$  y  $k_{II}$ . Un medio con tales propiedades se dice que posee *isotropía trasversal*. La construcción de la red de filtración de un medio homogéneo con isotropía trasversal se efectúa en la siguiente forma: tomando una escala horizontal reducida, menor que la vertical e igual a ésta multiplicada por  $\sqrt{k_{II}/k_I}$ , se dibuja una sección vertical que intersecte al medio permeable paralelamente a la dirección de la filtración. Para esta sección deformada se construye la red de filtración como si el medio fuese isótropo y luego se aumentan las dimensiones horizontales de la misma multiplicándolas por  $\sqrt{k_I/k_{II}}$ . La filtración se obtiene substituyendo

$$k = \sqrt{k_I k_{II}}$$

en la ecuación 23.5, con lo que resulta, por unidad de ancho:

$$Q = h_1 \frac{N_I}{N_d} \sqrt{k_I k_{II}} \quad (23.7)$$

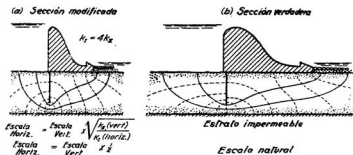


Fig. 23.5. Construcción de la red de filtración cuando los coeficientes de permeabilidad del estrato de arena son distintos en sentido horizontal y vertical. (a) Sección deformada; (b) sección verdadera.

El procedimiento descrito se halla ilustrado en la figura 23.5. Como se ha desarrollado (Samsioe, 1931) partiendo de conceptos puramente matemáticos sin hipótesis simplificativa alguna, los resultados que se obtienen son tan exactos como lo fueran la ley de Darcy y los valores de  $k_I$  y  $k_{II}$  que entran en el cálculo.

El valor medio de  $k_I$  es considerablemente mayor que el de  $k_{II}$  para casi todos los suelos naturales, pudiendo la relación entre ambos variar entre aproximadamente 2 y varias centenas. Lo peor es que no existe medio alguno para determinar exactamente esa relación para un depósito dado. Por ello es aconsejable dibujar dos o tres redes de filtración, una basada en el mayor valor probable de  $k_I/k_{II}$  y la otra basada en el menor valor probable. Al seleccionar estos valores debe recordarse que  $k_I/k_{II}$  no puede ser menor que uno ni mayor que la relación entre los coeficientes de permeabilidad de las capas más y menos permeables. Para el proyecto se tiene en cuenta la red de filtración que representa las condiciones más desfavorables o bien se toman precauciones para que durante la construcción se determine si la diferencia entre las condiciones reales de filtración y las que se previeron se halla del lado de la seguridad.

### Filtración hacia un único pozo

La figura 23.6a es una sección vertical de un pozo de radio  $r_0$  que atraviesa y llega hasta la base de una capa permeable horizontal situada entre depósitos impermeables. La capa tiene un espesor  $H_0$  y un coeficiente de permeabilidad uniforme de valor  $k$ . Bombeando un caudal constante  $Q$  hasta obtener un estado de equilibrio, la altura del agua en el pozo, con respecto al fondo de la capa permeable, baja desde  $H_1$  hasta  $H$  y en las perforaciones de observación, situadas a una distancia  $r$ , desde  $H_1$  hasta  $h$ . Se supone que el agua fluye hacia el pozo en forma horizontal y radial. El escurrimiento

total a través de los límites definidos por cualquier sección cilíndrica de radio  $r$  se obtiene aplicando la ecuación 11.6:

$$Q = ki A = k \frac{dh}{dr} 2\pi r H_0$$

integrando resulta:

$$Q \int_{r_1}^{r_2} \frac{dr}{r} = 2\pi H_0 k \int_{h_1}^{h_2} dh$$

$$Q = \frac{2\pi H_0 k (h_2 - h_1)}{\log_e \frac{r_2}{r_1}} \quad (23.8)$$

o bien, si se bombea para evaluar  $k$ :

$$k = \frac{Q}{2\pi H_0 (h_2 - h_1)} \log_e \frac{r_2}{r_1} \quad (23.9)$$

La permeabilidad puede determinarse de manera más exacta midiendo las alturas  $h_1$  y  $h_2$  que corresponden a los radios  $r_1$  y  $r_2$  (artículo 44). No obstante, se puede hacer una estimación grosera considerando que  $h_1 = H$  para  $r_1 = r_0$  y que, para un valor grande de  $r_2 = R$ ,  $h_2$  se acerca a  $H_1$ . La dimensión  $R$ , conocida como *radio de influencia* del pozo, representa la distancia a partir de la cual el nivel del agua permanece prácticamente horizontal. No necesita ser conocido con exactitud, pues se requiere que  $R/r_0$  aumente multiplicado por diez para que el  $\log_e R/r_0$  solo se duplique. Por ello, si se conoce al menos el orden de magnitud de  $R$ , el valor de  $k$  puede estimarse sin la necesidad de disponer de perforaciones de observación.

Si, en cambio, el pozo penetra hasta el fondo de una capa permeable abierta, figura 23.6b, el nivel de la napa freática en correspondencia con las paredes del pozo no puede descender hasta el nivel a que ha bajado el agua dentro del mismo debido a que una cantidad considerable del flujo

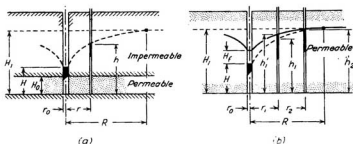


Fig. 23.6. Diagrama que ilustra el escurrimiento del agua hacia el pozo durante un ensayo de bombeo. (a) Cuando el nivel piezométrico está por encima de la capa permeable; (b) Cuando la superficie libre del agua está dentro de la capa permeable.

entra en el pozo a través de la superficie libre expuesta de altura  $H_f$ . La descarga a través de un pozo de este tipo fue evaluada por vez primera por Dupuit (1863) en la hipótesis simplificada de que  $H_f = 0$  (curva punteada en la figura 23.6b) y que, además, para cualquier radio  $r$  el gradiente hidráulico que causa el escurrimiento horizontal hacia el pozo es igual a la pendiente de la curva de filtración supuesta en correspondencia con el radio  $r$ . Con estas hipótesis:

$$Q = kiA = k \frac{dh}{dr} 2\pi rh$$

$$Q = \frac{\pi k(h_2^2 - h_1^2)}{\log_e \frac{r_2}{r_1}} \quad (23.10)$$

de donde

$$k = \frac{Q}{\pi(h_2^2 - h_1^2)} \log_e \frac{r_2}{r_1} \quad (23.11)$$

Para las condiciones de borde:  $h_1 = H$  para  $r_1 = r_0$  y  $h_2 = H_1$  para  $r_2 = R$ :

$$Q = \frac{\pi k(H_1^2 - H^2)}{\log_e \frac{R}{r_0}} \quad (23.12)$$

Tanto la teoría (Boreli, 1955) como la experimentación (Babbitt y Caldwell, 1948) han demostrado que la ecuación 23.12 conduce a valores fehacientes de  $Q$  aun cuando  $H$  se reduzca a cero. Por el contrario, la diferencia entre las ordenadas  $h_1$  y  $h_1'$  de la curva de escurrimiento de Dupuit y aquella que se obtiene tomando debida cuenta de la presencia de la superficie de descarga  $H_f$  se torna significativa para distancias al pozo menores de unos 1,0 a 1,5  $H_1$  y aumenta rápidamente a medida que la distancia al pozo disminuye y también a medida que decrece  $H$ .

### Problemas

1. La arena en que se apoyan los diques indicados en la figura 23.3 tiene una permeabilidad de  $4.2 \times 10^{-4}$  centímetros por segundo en toda dirección. Si la carga hidráulica es igual a 7,50 metros, ¿cuál es la pérdida por filtración en metros cúbicos por segundo por metro de dique?

Solución: (a)  $1,05 \times 10^{-4}$ ; (b)  $1,05 \times 10^{-4}$ ; (c)  $1,75 \times 10^{-4}$ ;  
(d)  $0,79 \times 10^{-4}$  metros cúbicos por segundo por metro.

2. Estímese la subpresión, en exceso a la existente agua abajo, en el punto medio de la base de hormigón de los diques del problema 1.

Solución: (a) 4,50; (b) 2,75; (c) 1,70; (d) 0,80 metros de carga hidráulica.

3. El subsuelo en que está fundado el dique de la figura 23.3b contiene una capa horizontal de limo de 2,5 centímetros de espesor que intersecta la fila de tablestacas a corta distancia de la punta de las mismas. No hay medios para detectar la presencia de esta capa por ninguno de los métodos prácticos de exploración. El coeficiente de

permeabilidad de la arena es de  $4,2 \times 10^{-3}$  centímetros por segundo, mientras que el del limo solo alcanza a  $2,1 \times 10^{-4}$  centímetros por segundo. Agua arriba, el espesor total del manto de arena alcanza a 16,50 metros y la punta de las tablestacas se halla a 7,50 metros del límite inferior del estrato de arena. Se desea: a) una descripción de cómo se podría valorar la influencia que la capa de limo ejerce sobre la filtración, suponiendo que la capa es continua; b) una descripción del efecto de las posibles discontinuidades de la capa sobre la filtración; c) saber cómo puede determinarse *a priori* el grado de continuidad de la capa de limo.

**Solución:** (a) La capa de limo tiene el mismo efecto que resulta de aumentar el espesor de la capa de arena de 16,50 a 66,50 metros, y la penetración del tablestacado de 9 a 59 metros. Por ello, la pérdida por filtración podría calcularse dibujando la red de filtración para estas condiciones ficticias. Como la sección libre situada debajo de las puntas de las tablestacas es pequeña comparada con la longitud que las mismas adquieren en el diagrama ficticio, la pérdida de agua calculada con esta red de filtración solo alcanzaría una pequeña fracción de la que resulta cuando no existe la capa de limo; (b) según cuál sea el tamaño y la situación de las zonas en que no aparece la capa de limo, el efecto de una capa discontinua puede variar de casi cero hasta llegar al que corresponde a la capa continua; (c) no es posible.

4. Calcule la pérdida por filtración por metro del dique indicado en la figura 63.6b suponiendo  $k = 1 \times 10^{-3}$  centímetros por segundo. Estime, además, la subpresión en la base del dique en correspondencia con el paramento interno de la parte alta de la sección.

**Solución:**  $1,03 \times 10^{-4}$  m<sup>3</sup>/seg/m; 19,60 metros de agua.

5. El coeficiente medio de permeabilidad de la arena situada debajo del dique indicado en la figura 23.5 es de  $16 \times 10^{-4}$  centímetros por segundo en la dirección horizontal y  $4 \times 10^{-4}$  centímetros por segundo en la dirección vertical. ¿Cuál es la pérdida de filtración por metro si la carga hidráulica alcanza a 9 metros?

**Solución:**  $1,8 \times 10^{-3}$  metros cúbicos por segundo.

6. Construir la red de filtración del dique indicado en la figura 23.5b para un valor de  $k$  igual a  $36 \times 10^{-4}$  centímetros por segundo en la dirección horizontal y  $4 \times 10^{-4}$  centímetros por segundo en la dirección vertical. El dique tiene una base de 25 metros, el espesor de la capa permeable alcanza a 11,60 metros, la longitud de las tablestacas es de 8,90 m y la carga hidráulica es de 9,15 metros. ¿Cuál es la pérdida por filtración por metro de dique? Compare este valor con la pérdida por filtración en el mismo dique si  $k = 12 \times 10^{-4}$  centímetros por segundo en cualquier dirección.

**Solución:**  $2,74 \times 10^{-3}$ ;  $2,06 \times 10^{-3}$  metros cúbicos por metro.

7. Aproximadamente, ¿cuál es la intensidad de la sobrepresión hidrostática horizontal contra el paramento izquierdo del tablestacado de la figura 63.6a en la punta de las tablestacas?

**Solución:** 1,28 kg por centímetro cuadrado.

### Lecturas seleccionadas

Casagrande, A. (1935b). "Seepage through dams", *Journal New England Water Works Association*, Vol. 51, N° 2, págs. 131-172. Reimpreso en *Contributions to soil mechanics 1925-1940*, Boston Society of Civil Engineers, 1940, y en el *Harvard University Soil Mechanics Series* N° 5. Una clásica presentación del método de las redes de filtración y sus aplicaciones.

Los siguientes tratados se refieren a aspectos avanzados del cálculo de las filtraciones:

Muskat, M. (1937). *The flow of homogeneous fluids through porous media*, New York, McGraw-Hill, 63 págs. Reimpreso por J. W. Edwards, Ann Arbor, 1946.

Polubarinova-Kochina, P. Ya (1962). *Theory of ground water movement*. Traducido del ruso por J. M. R. de Wiest, Princeton University Press, 613 págs.

Harr, M. E. (1962). *Groundwater and seepage*. New York, McGraw-Hill, 315 pags.  
 Cedergren, H. R. (1967). *Seepage, drainage, and flow nets*, New York, John Wiley and Sons, 489 págs., contiene una presentación excelente de los fundamentos de la filtración y sus aplicaciones.

## ART. 24 SIFONAJE

### *Definición de sifonaje*

Muchos diques fundados sobre suelos han roto por la formación, aparentemente instantánea, de un túnel o sifón de descarga debajo de la base del dique y dentro del suelo de fundación. La erosión, causada por el torrente de agua que se produce, aumenta rápidamente el ancho y la profundidad del túnel o sifón hasta que, en un momento dado, la estructura, que ha quedado en el aire, rompe en fragmentos y es arrastrada por el torrente. La forma de rotura descrita se conoce como *rotura por sifonaje*.

Las roturas por sifonaje pueden tener su origen en dos procesos distintos. En uno de ellos es el producto de la socavación o erosión subterránea que se inicia en la zona agua abajo cerca del pie del dique o en algún plano de sedimentación (artículo 63). La rotura se produce tan pronto como la punta de la galería de erosión alcanza el fondo del embalse. La forma de gestación de este tipo de sifonaje, que se describe en el artículo citado, hace imposible todo estudio teórico del mismo.

En el otro proceso, el sifonaje tiene su origen en el levantamiento instantáneo de una gran masa de suelo situada agua abajo, en las cercanías del pie del dique. Una rotura de este tipo se produce solo cuando la presión de filtración del agua que circula hacia arriba en el suelo situado al pie del dique se hace mayor que la presión efectiva del suelo.

Las roturas de la primera categoría se denominan *roturas por erosión subterránea*, las de la segunda *roturas por levantamiento*. En lo que sigue solo se estudian las roturas por levantamiento; la erosión subterránea se trata en el artículo 63.

La magnitud y la distribución de la sobrepresión hidrostática se determinan por medio de la red de filtración. En el artículo 23 se hizo notar que la red de filtración teórica nunca es idéntica a la que representa la filtración del agua en el suelo real y que en ciertos casos ambas redes pueden no tener parecido alguno. Por ello, los resultados de investigaciones teóricas sobre los efectos mecánicos que produce la filtración deben servir solo como una guía y una base para planear instalaciones apropiadas para la observación durante y después de la construcción.

### *Sifonaje por levantamiento*

La figura 24.1a, que representa una sección vertical de una pared de un recinto constituido de tablestacas, ilustra la forma en que se produce el sifonaje por levantamiento. Hasta una profundidad  $h_1$ , por debajo del nivel de agua, el suelo situado fuera del recinto consiste en grava gruesa, grava que dentro del recinto ha sido excavada. La grava descansa en una capa

de arena uniforme. La pérdida de carga que se produce a través de la grava es tan pequeña que puede despreciarse. Lo que se desea en este caso es calcular el coeficiente de seguridad  $F$ , respecto del sifonaje, después que el recinto ha sido desagotado por bombeo hasta el nivel de la capa de arena.

Para ello deben considerarse previamente las condiciones hidrostáticas en el momento de la rotura. Cuando se achica y disminuye el nivel del agua que ocupa el recinto, el agua del exterior filtra hacia abajo en la arena situada a la izquierda de las tablestacas y hacia arriba en la arena situada a la derecha, introduciéndose en el mismo. La sobrepresión hidrostática en una sección horizontal tal como la  $Ox$  (fig. 24.1b) reduce la presión efectiva que actúa sobre dicha sección. Si la presión efectiva media que actúa sobre y por encima de la zona delimitada por el plano  $Ox$ , y situada cerca de las tablestacas, se hace igual a cero, el agua que filtra por la arena puede enderezar y ensanchar los canalículos por donde circula, sin que el suelo ofrezca ninguna resistencia. Este proceso aumenta la permeabilidad de la arena situada cerca de las tablestacas, como se explica en el artículo 12, y desvía una mayor parte de la filtración hacia esa zona. La superficie de la arena entonces se levanta (véase figura 24.1a) y finalmente entra en ebullición, con lo cual una mezcla de agua y arena, provenientes de agua arriba del tablestacado, se desplaza por el espacio dejado debajo de las tablestacas y avanza hacia la zona en que empezó la ebullición del material.

Por medio de ensayos sobre modelos (Terzaghi, 1922) se ha encontrado que el levantamiento de la arena se produce dentro de una distancia  $D/2$ , a partir de las tablestacas, es decir, que la rotura se inicia dentro de un prisma de arena de altura  $D$  y ancho  $D/2$ . En el instante de la rotura, la presión vertical efectiva sobre cualquier sección horizontal considerada en dicho prisma es aproximadamente igual a cero. Asimismo, la presión lateral efectiva sobre las caras del prisma también es aproximadamente igual a cero. Todo esto significa que el sifonaje se produce tan pronto como la sobrepresión hidrostática en la base del prisma se hace igual al peso efectivo de la arena situada encima de dicha base.

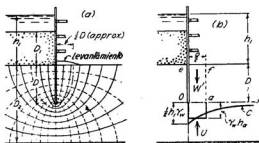


Fig. 24.1. Uso de la red de filtración para determinar el coeficiente de seguridad de una fila de tablestacas en arena con respecto al sifonaje. (a) Red de filtración; (b) fuerzas que actúan en la arena en la zona de levantamiento potencial.

Para calcular la sobrepresión hidrostática es necesario construir la red de filtración. Con ella (fig. 24.1a) puede fácilmente determinarse la intensidad de esta presión a la profundidad  $D$ , en cualquier punto de la base del prisma, utilizando el procedimiento descrito en el artículo 23. En la figura 24.1b estos valores se hallan representados por las ordenadas de la curva  $C$ , referida al eje horizontal que pasa por  $O$ . Dentro de la distancia  $D/2$ , a contar desde las tablestacas, la sobrepresión hidrostática en la base del prisma tiene un valor medio igual a  $\gamma_w h_a$  y la fuerza ejercida por la misma sobre la base es  $U = \frac{1}{2} D \gamma_w h_a$ . La rotura por sifonaje se produce tan pronto como  $U$  se hace igual al peso efectivo de la arena, que es a su vez igual al peso sumergido  $W' = \frac{1}{2} D^2 \gamma'$ . Por consiguiente, el coeficiente de seguridad con respecto al sifonaje es igual a:

$$F = \frac{W'}{U} = \frac{D \gamma'}{h_a \gamma_w} \quad (24.1)$$

En forma similar se puede calcular el coeficiente de seguridad en el caso de un dique con una pantalla de tablestacas.

### **Compensación de la subpresión por medio de filtros cargados**

Si el coeficiente de seguridad contra rotura por sifonaje es demasiado pequeño, puede aumentarse colocando encima del prisma *Oafe* (fig. 24.1b) un filtro invertido de peso  $W$ . La presencia del filtro no altera la sobrepresión hidrostática  $U$ , pero aumenta el peso efectivo del prisma de  $W'$  a  $W' + W$ . Aumenta, por lo tanto, el coeficiente de seguridad de  $F$  (ecuación 24.1) a:

$$F' = \frac{W + W'}{U} \quad (24.2)$$

El efecto estabilizador de los filtros invertidos cargados se ha demostrado repetidamente, tanto en modelos experimentales como en estructuras protegidas de este modo. Para ser efectivos, los filtros deben ser suficientemente gruesos como para permitir la salida libre del agua, pero también tan finos como resulte necesario para impedir el escape de las partículas de suelo por sus poros. El proyecto de filtros que satisfagan ambos requerimientos se estudia en el artículo 11.

### **Problemas**

1. En la figura 24.1 la carga hidráulica  $h$ , es igual a 7,50 metros. Las tablestacas penetran 5,70 metros en la arena. Si el peso unitario de la arena saturada es de 1800 kg por metro cúbico, ¿cuál es el peso del filtro invertido que se requiere para aumentar el coeficiente de seguridad al sifonaje hasta 2,5?

*Solución:* 1630 kg por metro cuadrado.

2. La capa de arena indicada en el problema 1 contiene un lente de arcilla demasiado delgado para ser descubierto durante los sondeos, pero de suficiente espesor

como para constituir una membrana relativamente impermeable. Los datos numéricos con respecto a la carga hidráulica y a la profundidad del tablestacado son idénticos a los dados para el problema 1. El lente de arcilla se halla situado un poco por encima de la punta de las tablestacas, su límite izquierdo se halla, agua arriba, próximo a las tablestacas. Agua abajo es continuo. El estrato de arena lleva agua abajo un filtro invertido de 1630 kg por metro cuadrado, con lo cual el coeficiente de seguridad contra el sifonaje alcanza a 2,5, suponiendo que la arena no contiene obstáculo alguno para la filtración. Se desea saber: (a) ¿A qué valor reduce el coeficiente de seguridad el lente de arcilla?; (b) ¿qué procedimiento podría utilizarse para descubrir el peligro?

*Solución:* (a) 0,82. Agua abajo la arena entraría en ebullición cuando la carga hidráulica alcanzase a 6,20 metros; (b) instalar un pozo de observación agua abajo del tablestacado, con su fondo algo más profundo que las puntas de las tablestacas.

## ART. 25 TEORÍA DE LA CONSOLIDACIÓN

### *Forma en que se produce la consolidación*

Si se aumenta la carga que actúa sobre una capa de suelo poroso saturado compresible, como ser una arcilla, la capa se comprime y expulsa agua de sus poros. Este fenómeno se denomina consolidación (artículo 14). Durante la consolidación, la cantidad de agua que entra en un elemento horizontal de suelo es menor que la que sale del mismo, de modo que la condición de continuidad expresada por la ecuación 23.1, en que se basa la teoría de la filtración, no le es aplicable.

La tensión o presión unitaria que produce la consolidación se denomina *tensión o presión de consolidación*. En el instante en que se aplica la carga, la presión de consolidación viene casi enteramente resistida por el agua que llena los poros del suelo (véase artículo 14), de modo que, al iniciarse el fenómeno, existe en la arcilla una sobrepresión hidrostática casi igual a la tensión de consolidación. Con el correr del tiempo, la sobrepresión del agua disminuye, con lo cual aumenta la presión efectiva. En cualquier punto de la capa que se consolida, el valor  $u$  de la sobrepresión hidrostática en un momento dado puede determinarse por medio de la ecuación 12.1 expresada en la siguiente forma:

$$u = \gamma_w h \quad (25.1)$$

en la cual  $h$  es la carga hidráulica con respecto al nivel de la napa freática situada encima de la capa que se consolida. Después de mucho tiempo, la sobrepresión hidrostática  $u$  se hace igual a cero y toda la presión de consolidación se transforma en presión efectiva transmitida de grano a grano.

Si se denomina  $\Delta p$  a la presión de consolidación en un punto dado, el equilibrio requiere que:

$$\Delta p = \Delta \bar{p} + u \quad (25.2)$$

en la que  $\Delta \bar{p}$  representa aquella parte de la presión de consolidación que, en un instante dado, se trasmite de grano a grano y  $u$  es la sobrepresión hidrostática que corresponde al mismo instante.

Como en la ecuación 25.2  $\Delta p$  es una constante, el progreso de la consolidación en un punto dado puede visualizarse observando la variación de  $u$

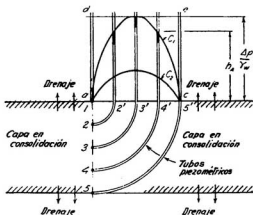


Fig. 25.1. Diagrama que ilustra la consolidación de una capa compresible de arcilla.

en dicho punto o, teniendo en cuenta la ecuación 25.1, viendo cómo varía  $h$  por medio de un piezómetro imaginario colocado en el mismo.

La figura 25.1 ilustra sobre la consolidación de una capa compresible situada entre otras dos de arena. Debido a la construcción de un gran edificio o a la instalación de un terraplén sobre la superficie del terreno, la capa compresible se ve sometida a una presión de consolidación  $\Delta p$ . Se supone que la capa puede drenar libremente por sus límites superior e inferior y que, dentro de la misma, el agua fluye solo en la dirección vertical. Se supone, asimismo, que la tensión de consolidación  $\Delta p$  es constante en toda la altura de la capa.

Se puede estudiar la forma en que progresa la consolidación observando el nivel del agua en una serie de piezómetros colocados, como lo indica la figura 25.1, sobre una recta vertical que atraviesa la capa. Como la sobrepresión hidrostática es independiente de la posición de la napa freática, se supone que la misma se halla en correspondencia con el límite superior de la capa compresible. Si se disponen los piezómetros de modo que las distancias horizontales 1-2', 1-3', etcétera, sean iguales a las verticales 1-2, 1-3, etcétera, en la forma en que lo indica la figura, la curva que da el lugar geométrico de los niveles de agua en los piezómetros en un instante dado representa la *isócrona* de ese instante (véase artículo 14). El gradiente hidráulico  $i$  a cualquier profundidad  $d$  debajo de  $a$  es igual a la pendiente de la isócrona a una distancia horizontal  $d$  a partir de  $a$ . Más aún, si la pendiente en un punto de la isócrona está dirigida hacia arriba y hacia la derecha, el escurrimiento del agua en ese punto se realiza hacia arriba.

La distribución inicial de la sobrepresión hidrostática que actúa en una sección vertical cualquiera de la capa de arcilla viene representada por la recta horizontal  $de$ , situada a una distancia  $\Delta p / \gamma_w$  por encima del nivel del

agua libre. Esta recta horizontal constituye la isócrona inicial. Según lo explicado en el artículo 14, la consolidación de una capa de arcilla se inicia en la superficie de drenaje y prosigue de la misma hacia el interior. Por ello, en los primeros momentos de la consolidación, los niveles piezométricos de la parte central de la capa se hallan aún en el estado inicial, mientras que hacia los bordes han disminuido en la forma en que lo indica la isócrona  $C_1$ . Con el tiempo, todos los niveles piezométricos bajan, alcanzando posiciones como las indicadas por la curva  $C_2$  en la que siempre la sobrepresión hidrostática en el centro es mayor. Finalmente, después de largo tiempo, toda la sobrepresión hidrostática desaparece y la isócrona final viene representada por la horizontal  $ac$ .

La figura 25.2 muestra las isócronas que se producen con distintas condiciones de consolidación. Si el estrato que consolida puede drenar libremente tanto en su superficie superior como en la inferior, la capa de suelo

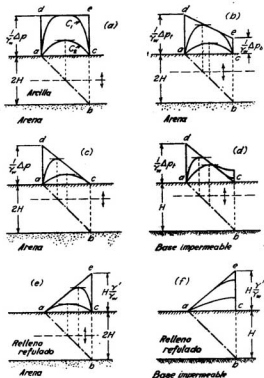


Fig. 25.2. Isócronas que representan el progreso de la consolidación de una capa ideal de arcilla bajo diferentes condiciones de drenaje y distintas formas de distribución de la presión vertical de consolidación. (Según Terzaghi y Frölich).

se denomina una *capa abierta* y su espesor se denota por  $2H$ . Si el agua puede drenar solo por una superficie, la capa se denomina *semiabierta*, y su espesor se denota por  $H$ . En la figura 25.2, las capas identificadas por  $a$ ,  $b$ ,  $c$  y  $e$  son abiertas, mientras que las  $d$  y  $f$  son semiabiertas.

La figura 25.2a es una reproducción simplificada de la figura 25.1, en la que no se indican los tubos piezométricos. El diagrama representa la consolidación de una capa abierta de arcilla bajo la influencia de una tensión uniforme en todo el espesor de la misma.

Si la capa que se consolida es bastante espesa con respecto al ancho del área cargada, la presión de consolidación debida al peso de la estructura decrece con la profundidad en forma similar a la indicada por la curva  $C_0$  de la figura 40.3. Haciendo la hipótesis simplificativa de que la presión disminuye linealmente con la profundidad, la isócrona inicial puede representarse por la línea  $de$  de la figura 25.2b y las presiones de consolidación en la parte superior e inferior de la capa son respectivamente iguales a  $\Delta p_1$  y  $\Delta p_2$ .

Si el estrato que se consolida es muy espeso comparado con el ancho del área cargada, la presión  $\Delta p_2$  será tan pequeña con respecto a  $\Delta p_1$  que se podrá, con suficiente aproximación, suponer igual a cero. Las isócronas que corresponden a este caso se hallan indicadas en la figura 25.2c para una capa abierta y en la figura 25.2d para una semiabierta. Es interesante notar que la consolidación de la capa semiabierta de la figura 25.2d origina el hinchamiento temporario de la arcilla situada en la parte inferior.

Las figuras 25.2e y  $f$  ilustran sobre la consolidación de capas de arcilla artificiales construidas por refulado. Se supone que la napa se halla a la altura de la superficie superior de la arcilla y que la consolidación que se produce durante la construcción es despreciable. El terraplén indicado en la figura 25.2e descansa sobre un estrato de arena (capa abierta), mientras que el de la figura 25.2f descansa sobre un estrato impermeable (capa semiabierta). En el momento inicial,  $t = 0$ , todo el peso sumergido del suelo ( $\gamma'$  por unidad de volumen) es soportado por el agua y la presión de consolidación aumenta de cero en la superficie a  $H\gamma'$  en la base. El resultado final de la consolidación es el mismo para ambas capas, pero la diferencia de forma de las isócronas para estados intermedios de consolidación indica que la velocidad con que se alcanza el estado final es muy distinta.

### **Cálculo de la velocidad de consolidación**

Para calcular la velocidad y el grado de consolidación  $U$  por ciento (ecuación 14.1) para los casos ilustrados por la figura 25.2, se hacen las siguientes hipótesis simplificativas:

1. El coeficiente de permeabilidad  $k$  (ecuación 11.6) es constante en cualquier punto del estrato que se consolida y no varía con el progreso de la consolidación.

2. El coeficiente de compresibilidad volumétrica  $m_v$  (ecuación 13.3) es también constante en cualquier punto de la capa que se consolida y no varía con el progreso de la consolidación.

3. El drenaje del agua se produce solo siguiendo líneas verticales.

4. La lentitud con que se produce la compresión tiene por causa exclusiva la baja permeabilidad del material. El efecto secundario, que se estudió en el artículo 14, no es considerado.

La figura 25.3a representa un corte vertical de una delgada capia horizontal de espesor  $dz$  considerada dentro del estrato en consolidación. La velocidad del agua que fluye por la dicha capia es igual a  $v$  y la diferencia de presión hidrostática entre su borde inferior y superior es  $(\partial u / \partial z) dz$ . La ley de Darcy (artículo 11) exige que:

$$v = ki = -k \frac{\partial h}{\partial z} = -k \frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z} \quad (25.3)$$

Si la capa fuera incompresible, la cantidad de agua que sale de la misma sería igual a la que entra, y podríamos entonces escribir:

$$\frac{\partial v}{\partial z} = 0 \quad (25.4)$$

condición que es idéntica a la condición de continuidad expresada por la ecuación 23.1. Pero al consolidarse un estrato compresible, la cantidad de agua que sale del mismo en la unidad de tiempo es mayor que la cantidad que entra, siendo esta diferencia igual a la disminución de volumen del

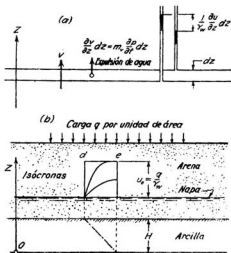


Fig. 25.3. (a) Sección vertical de un elemento delgado de una capa en consolidación, en la que se indican las presiones hidráulicas en los bordes del elemento: (b) corte vertical por la capa de arcilla en consolidación, donde se indican las condiciones hidráulicas de borde.

estrato, de modo que, utilizando la ecuación 13.2, podemos escribir, para un estrato de espesor unitario:

$$\frac{\partial v}{\partial z} = m_v \frac{\partial(\Delta \bar{p})}{\partial t}$$

Como  $\Delta p$  es constante, la ecuación 25.2 conduce a:

$$\frac{\partial(\Delta \bar{p})}{\partial t} = - \frac{\partial u}{\partial t}$$

y

$$\frac{\partial v}{\partial z} = - m_v \frac{\partial u}{\partial t}$$

Combinando esta ecuación con la 25.3, se obtiene:

$$\frac{\partial v}{\partial z} = - m_v \frac{\partial u}{\partial t} = - \frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$$

o

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{k}{\gamma_w m_v} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (25.5)$$

La ecuación 25.5 es la ecuación diferencial que define todo proceso de consolidación en que el drenaje se produce linealmente. La misma puede simplificarse recordando que:

$$c_v (\text{cm}^2/\text{seg}) = \frac{k (\text{cm}/\text{seg})}{\gamma_w (\text{gr}/\text{cm}^3) m_v (\text{cm}^2/\text{gr})} \quad (25.6)$$

El coeficiente  $c_v$  es el coeficiente de consolidación (ecuación 14.2). Sustituyendo:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (25.7)$$

La solución de esta ecuación debe obedecer las condiciones hidráulicas de borde, las que dependen de la carga y de las condiciones de drenaje, en la forma en que lo indican los diagramas de la figura 25.2. Las condiciones de borde que determinan la consolidación de una capa semiabierta por la acción de una presión uniforme pueden servir de ejemplo. Según lo indica la figura 25.3b, las condiciones de borde son las siguientes:

(1) Para  $t = 0$  y para cualquier distancia  $z$  a contar de la capa impermeable, la sobrepresión hidrostática es igual a  $\Delta p$ .

(2) Para cualquier tiempo  $t$ , en la superficie de drenaje  $z = H$ , la sobrepresión hidrostática es igual a cero.

(3) Para cualquier tiempo  $t$ , en la superficie impermeable ( $z = 0$ ), el gradiente hidráulico es igual a cero ( $\partial u / \partial z = 0$ ).

(4) Después de un tiempo muy largo, la sobrepresión hidrostática es igual a cero para cualquier valor de  $z$ .

Combinando la ecuación 25.7 con las condiciones de borde se obtiene el grado de consolidación  $U$  por ciento para cualquier valor de  $t$ . La ecuación de  $U$  por ciento tiene la forma:

$$U\% = f(T_v) \quad (25.8)$$

En esta expresión:

$$T_v = \frac{c_v}{H^2} t \quad (25.9)$$

es un número sin dimensión que se denomina el *factor de tiempo*. Como en la ecuación 25.8 las constantes del suelo y el espesor de la capa compresible intervienen solo en la combinación representada por el factor de tiempo  $T_v$ , que es un número sin dimensión, el valor  $U\% = f(T_v)$  es el mismo para cualquier capa que se consolide en idénticas condiciones de carga y drenaje. Por ello, utilizando la ecuación diferencial 25.7, se lo ha determinado para todas las condiciones posibles de importancia práctica y los resultados se han dispuesto en forma de gráficos y tablas. Por medio de estas tablas y gráficos puede resolverse cualquier problema de la práctica, sin la necesidad de otro cálculo que el que se requiere para determinar  $T_v$ , con la fórmula 25.9. La figura 25.4 representa las soluciones para los problemas ilustrados por la figura 25.2, gráficos que deben utilizarse según las instrucciones siguientes:

Para toda capa abierta (espesor =  $2H$ ) la relación entre  $U$  por ciento y  $T_v$  viene dada por la curva  $C_1$ , cualquiera sea la inclinación de la isócrona cero  $de$ , es decir, que dicha curva representa la solución de todos los problemas de consolidación ilustrados por las figuras 25.2a, b, c y e. Si la isócrona cero es horizontal, es decir, si la presión de consolidación se distribuye uniformemente en todo el espesor de la capa, la curva  $C_1$  también representa la consolidación de una capa semiabierta de espesor  $H$ . El ejemplo que sigue ilustra la forma de utilizar el gráfico (fig. 25.4a).

El coeficiente de consolidación de una capa de espesor  $2H$  (fig. 25.4) es igual a  $c_v$  y se desea determinar el tiempo  $t$  para el cual el grado de consolidación de la capa, debido a la carga impuesta por un edificio, se hace igual al 60 por ciento.

De la ecuación 25.9 se obtiene:

$$t = T_v \frac{H^2}{c_v}$$

y de la curva  $C_1$  (fig. 25.4a) para un grado de consolidación del 60 por ciento,  $T_v = 0,28$ . Sustituyendo:

$$t = 0,28 \frac{H^2}{c_v} \quad (25.10)$$

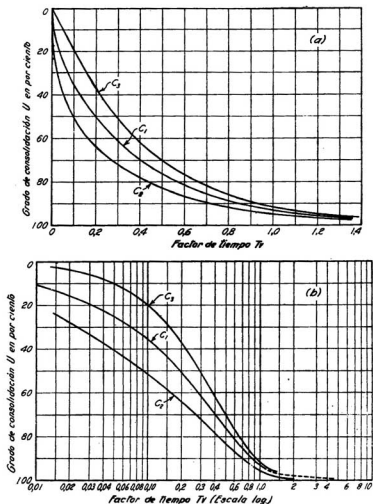


Fig. 25.4. Relación entre el factor de tiempo y el grado de consolidación. E (a) el factor de tiempo está dibujado en escala aritmética y en (b) en escala logarítmica. Las curvas  $C_1$ ,  $C_2$  y  $C_3$  corresponden a diferentes condiciones de carga y drenaje, que son, respectivamente, las de las figuras 25.2 a, d y f. (Según Terzaghi y Frölich, 1936).

cualquiera sea la inclinación de la isócrona cero. Si la isócrona cero de una capa de arcilla semiabierta de espesor  $H$  es horizontal, el grado de consolidación de la misma después de un tiempo  $t$  (ecuación 25.10) también será igual al 60 por ciento.

Si la presión de consolidación de una capa semiabierta disminuye de  $\Delta p_i$  en la parte superior a cero en su borde inferior, del modo que lo indica la figura 25.2d, la relación entre  $U$  y  $T_v$  viene dada por la curva  $C_2$  y si, por el contrario, disminuye de cero en la parte superior a  $\Delta p_b$  en el borde inferior (fig. 25.2f), es la curva  $C_3$  la que proporciona la relación antedicha. Para casos de distribuciones de presiones intermedias entre las anteriores, resulta suficientemente exacto determinar los valores buscados por interpolación.

La figura 25.4b representa las curvas  $C_1$ ,  $C_2$  y  $C_3$  dibujadas en coordenadas semilogarítmicas, las que resultan más convenientes para pequeños valores de  $U$ , pues se obtienen datos algo más exactos. La curva semilogarítmica  $C_1$  es igual a la dibujada en trazos llenos en la figura 14.2b.

A raíz de las hipótesis simplificativas indicadas al iniciar este análisis, el cálculo de la velocidad a que se produce el asentamiento tiene el carácter de una estimación grosera. La divergencia más importante entre la teoría y la realidad se ha denominado, en el artículo 14, como efecto secundario. Según la teoría de la consolidación, la curva tiempos-asentamientos debería aproximarse a una asíntota horizontal, mientras que en la realidad termina como una tangente inclinada en la forma en que lo indica la figura 14.2a. Al presente resulta imposible predecir con seguridad el asentamiento secundario sobre la base de resultados de ensayos. La experiencia indica que el asentamiento secundario de edificios fundados en arcillas normalmente consolidadas varía, durante las primeras décadas posteriores a la construcción, entre 3 y 12 milímetros por año. Se han observado, sin embargo, como excepción, asentamientos del orden de 2,5 centímetros por año.

Es evidente que los resultados de los cálculos de asentamientos no serán ni aproximadamente correctos, a menos que las condiciones hidráulicas de borde supuestas se hallen en concordancia con las reales existentes en el terreno. Pequeñas capas continuas de arena o limo, situadas dentro del estrato de arcilla, actúan como capas de drenaje y aceleran la consolidación, mientras que simples lentes de los mismos materiales no tienen mayor efecto. Cuando las perforaciones indican que un estrato de arcilla contiene capas de arena o limo, es corriente que el ingeniero no pueda determinar si dichas capas son continuas o no. En estos casos, la teoría de la consolidación solo puede utilizarse para determinar valores límites, superior e inferior, de la velocidad de consolidación. La velocidad real permanece desconocida hasta que la misma se determina en la estructura construida\*.

\* La presencia de capas drenantes poco espaciadas es de una ocurrencia frecuente en formaciones de origen fluvial o deltaico, por cuyo motivo la velocidad de consolidación puede ser muy rápida en tales tipos de arcilla, cualquiera sea el espesor del estrato. (N. del T.)

Más aún, en realidad, el agua contenida en la arcilla situada debajo de una fundación cargada no solo drena en las direcciones verticales sino que también lo hace en direcciones horizontales o inclinadas, lo que involucra la consolidación tridimensional de la capa que se considera. Algunos casos de consolidación tridimensional para condiciones de borde y estado de sollicitación relativamente simples están resueltos (Biot, 1941; Gibson y McNamee, 1963). Para condiciones más complejas se pueden obtener soluciones por medio de métodos numéricos (Abbot, 1960; Gibson y Lum, 1953).

### Problemas

1. De una capa de arcilla de 6 metros de espesor situada entre dos estratos de arena, se obtuvieron varias muestras representativas, que ensayadas a consolidación, dieron para  $c_v$  un valor medio de  $4,92 \times 10^{-4}$  centímetros cuadrados por segundo. Un edificio construido encima de la capa aumentó la tensión vertical media sobre la misma y el edificio empezó a asentarse. ¿Cuántos días son necesarios para que produzca la mitad del asentamiento total?

Solución: 423 días.

2. Si la capa de arcilla del problema 1 contiene una delgada capita de drenaje, situada a 1,50 metros de su borde superior, ¿cuántos días se requerirían para alcanzar la mitad de la consolidación?

Solución: 238 días.

3. Una capa de arcilla de 9 metros de espesor, que descansa sobre una base rocosa impermeable, tiene un valor de  $c_v$  igual a  $9,5 \times 10^{-5}$  centímetros cuadrados por segundo. La tensión de consolidación a lo largo de una recta vertical se supone que varía uniformemente de un máximo en la parte superior a cero en la base rocosa. ¿Cuántos años se necesitarán para que el asentamiento llegue al 30 % del valor final?

Resuelva el mismo problema suponiendo, en lugar de la base rocosa, un estrato permeable de arena.

Solución: 6,2; 4,75 años.

### Lecturas seleccionadas

En las referencias que siguen se encuentran soluciones para la consolidación de masas de suelo con diferentes condiciones de borde.

Terzaghi, K. y O. L. Frölich (1936). *Theorie der Setzung von Tonschichten* (Teoría del asentamiento de las capas de arcilla). Leipzig, Deuticke, 166 págs.

Gray, H. (1945). "Simultaneous consolidation of contiguous layers of unlike compressible soils", *Trans. ASCE*, 110, págs. 1327-1344.

Barron, R. A. (1948). "Consolidation of fine-grained soils by drain wells", *Trans. ASCE*, 113, págs. 718-742.

Gibson, R. E. y P. Lumb (1953). "Numerical solution of some problems in the consolidation of clay", *Proceedings Institute of Civil Engineers*, London, Partes 1 y 2, págs. 182-198.

Carslaw, H. S. y J. C. Jaeger (1959). *Conduction of heat in solids*, Oxford, Clarendon Press, segunda edición, 510 págs.

Abbot, M. B. (1960). "One-dimensional consolidation of multi-layered soils", *Geotechnique*, 10, págs. 151-165.

Gibson, R. E. y J. McNamee (1963). "A three-dimensional problem of the consolidation of a semi-infinite clay stratum", *Quart. Journal Mechanics and Applied Mathematics*, 16, Parte 1, págs. 115-127.

## Capítulo 5

### EQUILIBRIO PLASTICO DE LOS SUELOS

#### ART. 26 HIPÓTESIS FUNDAMENTALES

El presente capítulo trata de la presión lateral o empuje de las tierras sobre estructuras de retención, tales como los muros de sostenimiento o las entibaciones de excavaciones a cielo abierto; de la resistencia de las tierras al desplazamiento lateral; de la capacidad de carga de los suelos, y de la estabilidad de los taludes. Los problemas de este tipo solo requieren la determinación del coeficiente de seguridad respecto a rotura, y su solución se obtiene comparando dos conjuntos de fuerzas: las que tienden a producir la rotura y las que tienden a impedirla. Esta operación se llama *cálculo de la estabilidad*. Para hacer un cálculo de la estabilidad se necesita determinar la posición de la superficie potencial de deslizamiento y computar o estimar la resistencia a lo largo de dicha superficie.

La resistencia unitaria  $s$  al deslizamiento depende no solo del tipo de suelo sino también de la presión normal efectiva  $p - u_w$  en la superficie de deslizamiento y de un número de otros factores que se han tratado en los artículos 16 a 18. La selección del valor apropiado de  $s$  que corresponde a un problema particular requiere experiencia y criterio. No obstante, se puede obtener corrientemente una aproximación razonable utilizando una de las siguientes expresiones:

$$s = (p - u_w) \operatorname{tg} \phi, \quad \text{para arenas sin cohesión} \quad (17.1)$$

$$s = c + (p - u_w) \operatorname{tg} \phi, \quad \begin{array}{l} \text{expresión que representa crudamente} \\ \text{la resistencia de las arcillas preconsolidadas y la de los suelos arcillosos no} \\ \text{saturados} \end{array} \quad (16.5)$$

$$s = \frac{1}{2} q_u = c, \quad \begin{array}{l} \text{para arcillas normalmente consolidadas y otros} \\ \text{suelos arcillosos saturados cuando prevalece la} \\ \text{condición no drenada } (\phi = 0) \end{array} \quad (18.5)$$

Las arcillas resistentes presentan comúnmente un conjunto de fisuras capilares que hacen que las condiciones de su estabilidad dependan en gran parte de la duración y del grado de exposición a los agentes climáticos que las mismas hayan experimentado (véase artículo 43). Por esta razón, tales suelos están fuera del alcance de un estudio teórico.

En esta obra, cada problema de estabilidad es resuelto primero para el caso de una arena seca ( $u_w = 0$ ) sin cohesión, para la cual es aplicable la ecuación 17.1, y después para un material cohesivo que obedece a la ley de la ecuación 16.5. Cuando el lector se sienta capacitado para resolver problemas en los que intervengan estas dos ecuaciones, podrá también resolver fácilmente problemas similares referentes a arenas parcial o totalmente sumergidas y asimismo para aquellos que involucren arcillas saturadas bajo la condición no drenada.

En una masa de arena parcialmente sumergida en agua en reposo, la tensión neutra  $u_w$  a cualquier profundidad  $z$  debajo de la napa freática es igual a:

$$u_w = \gamma_w z$$

Esta tensión reduce el peso unitario efectivo de la arena situada por debajo de la napa del valor  $\gamma$  al  $\gamma'$  (peso unitario de la arena sumergida, ecuación 12.6). Por consiguiente, si un cálculo de estabilidad involucra una capa de arena parcialmente sumergida, el cálculo se realiza en forma similar al caso de arena seca, tomando como única precaución la de reemplazar para la parte de arena bajo agua el peso unitario  $\gamma$  por el  $\gamma'$ .

La presión que una masa de arena parcialmente sumergida ejerce sobre una estructura de sostenimiento es igual a la suma de la presión o empuje de la arena, calculada en la forma que se acaba de indicar, más toda la presión del agua. Sin embargo, si el agua no está en reposo, sino que filtra a través de los vacíos del suelo, el procedimiento descrito debe ser corregido para tener también en cuenta la presión de filtración ejercida por el agua en escurrimiento. La presión originada por el escurrimiento del agua en los suelos se trata en los artículos 35 y 36.

Considerando  $\phi = 0$ , la ecuación 16.5 puede ser reducida a la 18.5, que representa aproximadamente la resistencia al corte de las arcillas blandas, de modo que las expresiones teóricas derivadas de la ecuación 16.5 se pueden usar en muchos problemas de importancia práctica que se refieren a las arcillas saturadas de consistencia blandas a medias. Se debe subrayar, no obstante, que los cálculos basados en estas expresiones son estrictamente aplicables solo si el contenido de agua de la arcilla permanece constante,

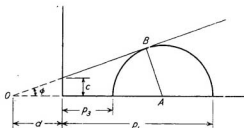


Fig. 26.1. Diagrama de Mohr de rotura para el caso en que la línea envolvente es una recta.

debiéndose hacer notar, además, que deben tenerse en cuenta los cambios que se pudieran producir con el tiempo en la estabilidad del elemento que se analiza. El efecto del tiempo puede predecirse en algunos casos estimando las modificaciones que experimentarán las presiones de poros, pero usualmente solo es dable tenerlo en cuenta de una manera general en base al conocimiento de las propiedades físicas del suelo. Algunos de los efectos producidos por el tiempo se tratan en el artículo 18 y otros en la Parte III.

La condición de rotura expresada por la ecuación 16.5 se corresponde con el diagrama de Mohr, cuando se supone que la línea de resistencia intrínseca es una recta (fig. 26.1). Por consiguiente, en el instante de la rotura, existe una relación definida entre la presión principal mayor  $p_1$  y la menor  $p_3$ , que se deriva por geometría como sigue:

$$p_1 + d = OA + AB = OA (1 + \operatorname{sen} \phi)$$

$$p_3 + d = OA - AB = OA (1 - \operatorname{sen} \phi)$$

De estas expresiones resulta:

$$p_1 = p_3 \frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} + d \left( \frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} - 1 \right)$$

pero como:

$$d = c \frac{\cos \phi}{\operatorname{sen} \phi} = c \frac{\sqrt{1 - \operatorname{sen}^2 \phi}}{\operatorname{sen} \phi}$$

se obtiene:

$$p_1 = p_3 \frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} + 2c \sqrt{\frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi}}$$

$$p_1 = p_3 \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) + 2c \operatorname{tg} \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

Llamando:

$$N_\phi = \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad (26.1)$$

$$\text{resulta:} \quad p_1 = p_3 N_\phi + 2c \sqrt{N_\phi} \quad (26.2)$$

La cantidad  $N_\phi$  es conocida como el *valor de fluencia*. Si  $c = 0$ ,

$$p_1 = p_3 N_\phi \quad (26.3)$$

y si  $\phi = 0$ ,

$$p_1 = p_3 + 2c \quad (26.4)$$

## Problemas

1. Se somete a ensayo triaxial una muestra de arena densa seca. Se cree que el ángulo de fricción interna es aproximadamente  $37^\circ$ . Si la presión principal menor es de  $2 \text{ kg/cm}^2$ , ¿cuál será la presión principal mayor de rotura?

Solución:  $8 \text{ kg/cm}^2$ .

2. Resolver el problema 1 en la hipótesis de que la arena tiene una pequeña cohesión igual a  $0,10 \text{ kg/cm}^2$ .

Solución:  $8,4 \text{ kg/cm}^2$ .

3. La resistencia al corte de un suelo está determinada por la ecuación:  $s = c + p \tan \phi$ . Se realizan dos ensayos triaxiales sobre el material. En el primero la presión de confinamiento es de  $2 \text{ kg/cm}^2$  y la rotura ocurre a una presión axial adicional de  $6 \text{ kg/cm}^2$ . En el segundo la presión de confinamiento es de  $3,5 \text{ kg}$  y la rotura ocurre a una presión adicional de  $10,5 \text{ kg/cm}^2$ . ¿Qué valores de  $c$  y  $\phi$  corresponden a estos resultados?

Solución:  $0$ ;  $37^\circ$ .

## ART. 27 ESTADOS DE EQUILIBRIO PLÁSTICO

## Conceptos fundamentales

Una masa de suelo está en *estado de equilibrio plástico* si cada punto de la misma se encuentra al borde de la rotura. Rankine (1857) investigó los estados de tensión correspondientes a aquellos estados de equilibrio plástico que se producen simultáneamente en todos los puntos de una masa semiinfinita de suelo sujeta solo a su propio peso. Los estados de equilibrio plástico similares a los considerados por Rankine se denominan *estados de equilibrio plástico de Rankine*. La consideración de los estados de equilibrio de Rankine, aplicables a una masa semiinfinita, tiene como propósito principal servir de introducción a estados más complicados de equilibrio plástico, que son los que tienen importancia práctica.

Los estados de equilibrio plástico de Rankine están representados en la figura 27.1. En ella,  $AB$  representa la superficie horizontal de una masa semiinfinita de arena sin cohesión de peso unitario  $\gamma$ , y  $E$  un prisma de arena de base unitaria y de altura  $z$ . Como el prisma es simétrico con respecto a cualquier plano vertical, la presión normal en la base

$$p_v = \gamma z \quad (27.1)$$

es una tensión principal y las presiones  $p_n$ , normales a las caras verticales, son también tensiones principales.

Según lo establecido en la ecuación 26.3, en un material sin cohesión, la relación entre las dos tensiones principales no puede exceder el valor

$$\frac{p_1}{p_3} = N_\phi = \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

La presión vertical  $p_v$  de la masa de arena indicada en la figura 27.1a puede ser tanto la tensión principal mayor como la menor, es decir, que la relación  $K = \frac{p_h}{p_v}$  puede adquirir cualquier valor entre los límites:

$$K_A = \frac{p_h}{p_v} = \frac{1}{N_\phi} = \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad (27.2)$$

y

$$K_P = \frac{p_h}{p_v} = N_\phi = \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad (27.3)$$

En una arena en reposo, depositada por la naturaleza, o bien artificialmente por el hombre,  $K$  adquiere un valor  $K_0$  intermedio entre  $K_A$  y  $K_P$ , de modo que:

$$p_h = K_0 p_v \quad (27.4)$$

El valor  $K_0$  es una constante empírica que se denomina *coeficiente de la presión lateral de las tierras en reposo* y cuya magnitud depende de la densidad relativa de la arena y del proceso de formación del depósito. Si este proceso no involucró la compactación artificial por apisonado,  $K_0$  tiene valores cercanos a 0,50 para arenas sueltas y a 0,40 para arenas densas. El apisonado en capas puede aumentar dichos valores hasta 0,80.

Para que el  $K$  de una masa de arena pueda pasar del  $K_0$  del suelo en reposo a cualquier otro valor, es necesario que toda la masa experimente un movimiento de expansión o de contracción en el sentido horizontal. Como el peso de la arena situada sobre un plano horizontal cualquiera no sufre con este movimiento cambio alguno, la presión vertical  $p_v$  no se altera. Por el contrario, la presión horizontal  $p_h = K p_v$  disminuye si la masa se expande, y aumenta si se contrae.

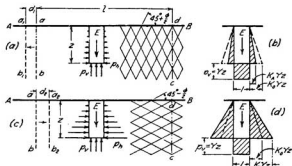


Fig. 27.1. (a y b) Diagramas que representan el estado activo de Rankine en una masa semiinfinita de arena; (c y d) los mismos diagramas para el estado pasivo de Rankine.

Cuando la masa se expande, dos secciones verticales cualesquiera  $ab$  y  $cd$  se separan y el valor de  $K$  disminuye hasta que alcanza el valor  $K_A$  (ecuación 27.2). En ese preciso momento, la arena entra en el *estado activo de Rankine* y a una profundidad cualquiera  $z$ , la presión horizontal se hace igual a:

$$p_h = K_A p_v = K_A \gamma z = \gamma \cdot \frac{1}{N_\phi} \quad (27.5)$$

El valor  $K_A$  se denomina el *coeficiente del empuje activo de las tierras*. La figura 27.1b indica para este estado la distribución de las presiones sobre las caras y la base de un elemento cualquiera  $E$ . Una mayor expansión de la masa de arena no produce efecto alguno sobre el valor de  $p_h$  (ecuación 27.5), pero da origen a un deslizamiento a lo largo de dos conjuntos de superficies planas como las indicadas a la derecha de la figura 27.1a y que, según lo establecido en la ecuación 16.3, intersectan la dirección de la tensión principal menor con un ángulo de  $45^\circ + \phi/2$ . Como esta tensión principal es horizontal, en el caso del estado activo de Rankine, los planos de deslizamiento forman con la misma un ángulo de  $45^\circ + \phi/2$ . El conjunto de rectas formadas por las trazas de los planos de deslizamiento, sobre una sección vertical paralela a la dirección de la expansión, se denomina *esquema de los deslizamientos*.

Una compresión horizontal de toda la masa de arena produce un movimiento de  $ab$  hacia  $cd$ , como lo muestra la figura 27.1c y, como consecuencia, la relación  $K = p_h/p_v$  aumenta. Tan pronto como  $K$  se hace igual a  $K_P$  (ecuación 27.3) se llega al *estado pasivo de Rankine* y, a una profundidad cualquiera  $z$ , la presión horizontal alcanza el valor:

$$p_h = K_P p_v = K_P \gamma z = \gamma z N_\phi \quad (27.6)$$

en la que  $K_P$  es el *coeficiente del empuje pasivo de las tierras*.

Como la tensión principal menor del estado pasivo de Rankine es vertical, las superficies de deslizamiento se elevan formando un ángulo de  $45^\circ - \phi/2$  con la horizontal, como lo muestra la figura 27.1c.

Los estados activos y pasivos de Rankine constituyen los dos estados límites del equilibrio de las arenas. Todo estado intermedio, incluido el estado de reposo, se denomina *estado de equilibrio elástico*.

### **Estados locales de equilibrio plástico**

Los estados de Rankine ilustrados en la figura 27.1 se producen cuando todo el material de una masa semiinfinita de arena se comprime o expande uniformemente, y se denominan *estados generales de equilibrio plástico*. En un estrato real de arena no es posible producir un estado general de equilibrio plástico, a menos de que el mismo derive de fenómenos geológicos, como ser la compresión horizontal de la base rocosa de una capa de arena por fuerzas tectónicas. Efectos locales, tales como el desplazamiento de muros de sostenimiento, no producen cambio radical alguno en

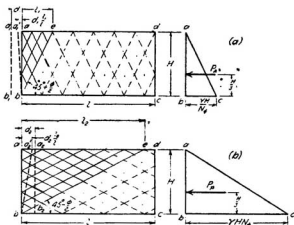


Fig. 27.2. (a) Diagramas que representan el estado activo local de Rankine en arena contenida en una caja rectangular; (b) los mismos diagramas para el estado pasivo local de Rankine.

las tensiones interiores de la arena, salvo en las cercanías inmediatas a la fuente de los fenómenos. El resto de la masa de arena permanece en estado de equilibrio elástico.

Los estados locales de equilibrio plástico pueden derivar de procesos de deformación muy distintos. A su vez, los estados de tensión resultantes en la zona plástica y la forma misma de dicha zona dependen preponderantemente del tipo de deformación que los causa y del grado de rugosidad de la superficie de contacto entre el suelo y la estructura de sostenimiento. Estos factores constituyen las *condiciones de deformación* y las *condiciones de borde*, y sus influencias prácticas están ilustradas en las figuras 27.2 y 27.3.

La figura 27.2a representa un corte vertical de un cajón prismático de una longitud  $l$  igual a la distancia entre las secciones  $ab$  y  $cd$  de la figura 27.1. Si en el cajón se deposita arena por un procedimiento similar al que dio lugar a la formación de la masa semiinfinita representada en la figura 27.1, las tensiones internas de ambas masas, mientras permanezcan en reposo en estado de equilibrio elástico, serán idénticas.

Para cambiar el estado de la masa semiinfinita de arena de la figura 27.1a y llevarla del reposo al estado activo de Rankine, es necesario trasladar la sección vertical  $ab$  en una distancia  $d_1$ . Si se desea hacer lo mismo con la arena contenida en el cajón de la figura 27.2a, será necesario también desplazar la pared  $ab$  en la misma distancia, ya que así lo requiere la condición de deformación. A medida que la pared  $ab$  (fig. 27.2a) se desplaza, la altura de la masa de arena decrece y su longitud aumenta. Esto crea movimientos relativos entre la arena y todas las superficies de

las caras del cajón en contacto con la misma y produce, si las superficies son rugosas, tensiones tangenciales verticales y horizontales. Como en el estado activo de Rankine las tensiones tangenciales en dichos planos son nulas, este estado no es posible a menos de que las caras y el fondo del cajón sean perfectamente lisos. Este requerimiento constituye la condición de borde necesaria para que la masa de arena del cajón pueda alcanzar el estado activo de Rankine. Si se satisface, dicho estado se alcanza tan pronto como  $ab$  llega a la posición  $a_1b_1$ . La expansión unitaria del suelo es entonces  $d_1/l$ . Cualquier movimiento adicional de la pared dará lugar a un desplazamiento de las partículas de suelo según dos conjuntos de superficies, indicadas en líneas punteadas en la figura 27.2a, sin que por ello cambien las tensiones internas de la masa.

Si la pared  $ab$  es perfectamente lisa pero la base del cajón es rugosa, la arena situada entre la pared  $ab$  y la superficie potencial de deslizamiento  $be$  puede deformarse libremente de la misma forma que lo haría si la base fuese lisa. Las tensiones internas en el resto de la arena no resultan materialmente modificadas, pues la fricción a lo largo de la base impide que se produzca la deformación requerida. Por lo tanto, un desplazamiento hacia afuera de la pared  $ab$  produce un estado activo de Rankine solamente dentro de la cuña  $abe$ . Como el ancho de la cuña aumenta de cero en la base a un valor  $l_1$  en la superficie, la expansión unitaria  $d_1/l$  que se requiere para producir un estado activo se alcanza tan pronto como  $ab$  pasa a la posición  $a_1'b$  (fig. 27.2a). Esta es la condición de deformación necesaria para este caso. Si la pared  $ab$  se desplaza más allá de  $a_1'b$ , la cuña de suelo se mueve a lo largo de un plano de deslizamiento  $be$ , que forma con la horizontal un ángulo de  $45^\circ + \phi/2$ .

Si las paredes y la base del cajón son perfectamente lisas, y se empuja la pared  $ab$  contra la arena, toda la masa pasa al estado pasivo de Rankine (fig. 27.2b) tan pronto como la pared haya recorrido una distancia  $d_2$ . En este caso, los planos de deslizamiento forman un ángulo de  $45^\circ - \phi/2$  con la horizontal.

Si la pared  $ab$  del cajón es perfectamente lisa y su base rugosa, el estado pasivo de Rankine se produce solamente dentro de la cuña  $abe$ . La transición del estado elástico al plástico no se produce hasta que  $ab$  se haya desplazado hasta o más allá de  $a_2'b$ .

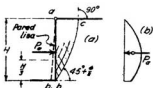


Fig. 27.3. Rotura de la arena situada detrás del paramento vertical liso de un muro de sostenimiento, cuando no se satisface la condición de deformación para el estado activo de Rankine. (a) Corte transversal al paramento interno; (b) empuje contra el muro.

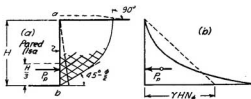


Fig. 27.4. Rotura de la arena situada detrás del paramento vertical liso de un muro cuando no se satisface la condición de deformación para el estado pasivo de Rankine. (a) Corte transversal al paramento interno; (b) empuje contra el muro.

Si la pared del cajón puede desplazarse hacia afuera solamente por giro alrededor de su arista superior, como lo indica la figura 27.3, la masa de arena rompe por corte a lo largo de una superficie de deslizamiento curva tan pronto el giro se hace perceptible, ya que las deformaciones que una arena puede experimentar, compatibles con un estado elástico de equilibrio, son muy pequeñas. A pesar de esto, la arena situada entre la pared y la superficie de corte o deslizamiento no alcanza el estado activo de Rankine, pues la parte superior de la pared no puede desplazarse y, por consiguiente, no se satisfacen las condiciones de deformación necesarias.

Investigaciones teóricas y experimentales, relativas al tipo de rotura resultante cuando la pared gira alrededor de su arista superior, han llevado a la conclusión de que la superficie de deslizamiento se inicia en el punto  $b$  (fig. 27.3a), con un ángulo de  $45^\circ + \phi/2$ , para curvarse luego hacia arriba y cortar la superficie horizontal del terreno con un ángulo recto. La parte superior de la cuña de deslizamiento permanece en estado de equilibrio elástico, hasta que la zona inferior de la misma haya pasado por completo al estado de equilibrio plástico. La distribución de las presiones debidas al empuje tiene en este caso forma parabólica (fig. 27.3b), y no triangular como en la figura 27.1b.

Investigaciones similares relativas al giro hacia adentro de la pared por su arista superior (fig. 27.4a) han indicado que la superficie de deslizamiento se inicia en  $b$  con un ángulo de  $45^\circ - \phi/2$ , y que también intersecta a la superficie horizontal del terreno en ángulo recto. La distribución de presiones que corresponde a este caso está indicada en la figura 27.4b.

#### Lecturas seleccionadas

Una discusión general de la aplicación de la teoría de la plasticidad a estados de equilibrios límites, incluyendo problemas de presión de suelos, estabilidad de taludes y capacidad de carga, se encuentra en Sokolovski V. V. (1960): *Static of soil media*, traducido del ruso al inglés por D. H. Jones y A. N. Schofield, London, Butterworths, 237 págs.

Métodos matemáticos para resolver problemas complejos de condiciones límites, se encuentran desarrollados en Hansen, B. (1965): *A theory of plasticity for ideal frictionless materials*, Copenhagen, Teknisk Forlag, 471 págs.

**ART. 28 TEORÍA DE RANKINE DEL EMPUJE DE LAS TIERRAS*****Empuje contra muros de sostenimiento***

Los muros de sostenimiento tienen una función idéntica a la de las caras verticales del cajón indicadas en la figura 27.2. El suelo adyacente al muro, que según sea el caso forma parte de un terraplén o es tierra de relleno, se deposita siempre después de construido el muro y, a medida que se procede a esta operación, el muro sufre alguna deformación bajo el efecto de la presión creada. El valor final del empuje depende no solo de la naturaleza del suelo y de la altura del muro, sino también de la magnitud de la deformación o desplazamiento que el mismo sufre. Si el muro no se deforma o desplaza, es probable que la presión de la tierra retenga para siempre un valor cercano al que le corresponde al mismo suelo en reposo (artículo 27). Sin embargo, tan pronto como el muro empieza a sufrir deformaciones que lo desplazan en una magnitud suficiente, aunque compatible con su estabilidad, se satisfacen automáticamente las condiciones de deformación para que el suelo adyacente pase del estado de reposo al de equilibrio plástico. Por esta razón, para ser estable, un muro de sostenimiento que puede deformarse o desplazarse debe tener un coeficiente de seguridad adecuado respecto de los esfuerzos emergentes del empuje activo, no siendo necesario, para determinar su estabilidad, la consideración de empujes mayores.

A pesar de que la superficie de contacto con el suelo de todos los muros de sostenimiento es rugosa, se pueden obtener valores aproximados del empuje suponiendo que la misma es lisa, de modo que en este artículo se considera por hipótesis una superficie de contacto lisa. Los métodos para obtener valores más exactos son tratados en los artículos subsiguientes.

***Empuje activo de suelos sin cohesión. Muros de paramento interno vertical liso***

Si el paramento interno del muro de sostenimiento es vertical y perfectamente liso y si la superficie límite de la arena que forma el terraplén es horizontal, la magnitud y distribución del empuje sobre el mismo son idénticas a las determinadas en el caso del plano ficticio *ab* de la figura 27.1a. En este caso, el empuje puede ser calculado con las fórmulas ya deducidas.

En la realidad no existen muros con paramentos perfectamente lisos. A pesar de ello, en razón de su simplicidad, las ecuaciones derivadas en función de esta hipótesis son utilizadas con frecuencia para calcular el empuje contra muros y otras estructuras reales sometidas al empuje de tierras. Se demuestra más adelante que la rugosidad del paramento interno del muro reduce comúnmente el empuje activo y aumenta el empuje pasivo, así que, como regla general, el error que acompaña dichos cálculos está del lado de la seguridad.

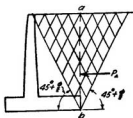


Fig. 28.1. Rotura de la arena situada detrás de un muro de sostenimiento en cantilever; la condición de deformación para el estado activo de Rankine es casi completamente satisfecha.

La hipótesis de paramento interior perfectamente liso es casi estrictamente correcta en un caso de considerable importancia práctica. Este caso está ilustrado por la figura 28.1, y comprende a los muros en L y en T con solera inferior. Si el muro se deforma o desplaza por la acción del empuje, la arena rompe por corte a lo largo de dos planos de deslizamiento que arrancan del pie del mismo con un ángulo de  $45^\circ + \phi/2$ . Dentro de la cuña así formada, la arena está en el estado activo de Rankine y no existen tensiones tangenciales en el plano  $ab$  que pasa por el pie del muro. El empuje sobre este plano es idéntico entonces al que existiría en el caso de un muro perfectamente liso.

Si la arena está perfectamente seca, el empuje unitario a una profundidad  $z$ , contra un paramento liso, viene expresado por:

$$p_a = \gamma z \frac{1}{N_\phi} \quad (27.5)$$

La presión aumenta linealmente con la profundidad como lo indica el triángulo  $abc$  (fig. 27.2a), y el empuje total sobre el muro es:

$$P_A = \int_0^H p_a dz = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{1}{N_\phi} \quad (28.1)$$

El punto de aplicación de  $P_A$  está situado a una altura  $H/3$  sobre el pie del muro.

Si el muro es desplazado a una posición  $a_2'b$  (fig. 27.2b), la presión  $p_a$  de la tierra toma los valores correspondientes al estado pasivo de Rankine:

$$p_a = \gamma z N_\phi \quad (27.6)$$

y el empuje total viene dado por:

$$P_P = \int_0^H p_a dz = \frac{1}{2} \gamma H^2 N_\phi \quad (28.2)$$

**Empuje activo en el caso de arena parcialmente sumergida que soporta una sobrecarga uniforme**

En la figura 28.2a, la recta  $ab$  representa el paramento interno perfectamente liso de un muro de altura  $H$ . El peso unitario efectivo de la arena seca es  $\gamma_s$  y el de la arena sumergida es  $\gamma'$  (véase artículo 12); el peso unitario del agua es  $\gamma_w$ . La superficie horizontal del terreno soporta una sobrecarga uniformemente distribuida  $q$  por unidad de área. El nivel de la napa freática está a una profundidad  $H_1$  debajo de la cresta del muro. Los ángulos de fricción interna de la arena seca y de la arena sumergida se suponen iguales a  $\phi$  para ambas.

Si el muro se desplaza de la posición  $ab$  a la posición  $a_1b$ , la presión sobre su paramento interno disminuye, del empuje unitario de la tierra en reposo, al empuje unitario activo de Rankine. Al final del artículo 26 se demuestra que el efecto total que la presión del agua de los poros ejerce sobre las tensiones efectivas que actúan en la arena puede ser tomado en cuenta considerando para su peso unitario el peso  $\gamma'$  del material sumergido (ecuación 12.6). Hasta la profundidad  $H_1$ , el empuje del suelo está representado por el triángulo  $ace$  de la figura 28.2b. A una profundidad cualquiera  $z'$  por debajo de la napa freática, la presión vertical efectiva en una sección horizontal está dada por:

$$p_v = H_1\gamma + z'\gamma'$$

y el empuje unitario activo de Rankine, según la ecuación 27.5, es igual a:

$$p_h = \frac{p_v}{N_\phi} = (H_1\gamma + z'\gamma') \frac{1}{N_\phi} \quad (28.3)$$

El empuje total efectivo por debajo de la napa freática viene dado entonces por el área  $bced$  de la figura 28.2b. A este empuje debe agregarse el originado por el agua:

$$P_w = \frac{1}{2} \gamma_w H_1^2 \quad (28.4)$$

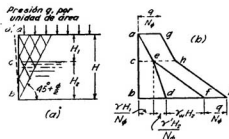


Fig. 28.2. Empuje activo de arena parcialmente sumergida que soporta una sobrecarga. (a) Corte trasversal al paramento interno de la estructura de sostenimiento; (b) empuje contra el paramento interno de la estructura.

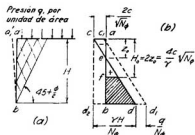


Fig. 28.3. Rotura de la arcilla situada detrás del paramento interno liso y vertical de un muro de sostenimiento, cuando se satisface la condición de deformación para el empuje activo. (a) Corte transversal al paramento interno; (b) empuje contra el muro.

que actúa en la parte inferior  $bc$  del paramento y que está representado por el triángulo  $def$  en la figura 28.2b.

Si el terraplén soporta una sobrecarga uniformemente distribuida  $q$  por unidad de área, la presión vertical efectiva  $p_v$  aumenta, a cualquier profundidad, en dicho valor  $q$ , y el empuje activo unitario de Rankine aumenta en:

$$\Delta p_a = \frac{q}{N_\phi} \quad (28.5)$$

En la figura 28.2b, el empuje producido por la sobrecarga  $q$  está representado por el área  $afihg$ .

### **Empuje activo de suelos cohesivos. Muro de paramento interno vertical liso**

En la figura 28.3a, la recta  $ab$  representa el paramento interno liso de un muro en contacto con un suelo cohesivo de peso unitario  $\gamma$ , cuya resistencia está definida por la ecuación:

$$s = c + p \operatorname{tg} \phi$$

que, de acuerdo con lo dicho en el artículo 26, es aplicable por lo menos como primera aproximación a suelos cohesivos secos o húmedos situados por encima de la napa freática. En tales suelos, la relación entre las tensiones principales extremas viene definida por la ecuación:

$$p_1 = p_3 N_\phi + 2c \sqrt{N_\phi} \quad (26.2)$$

donde  $p_1$  y  $p_3$  son, respectivamente, la tensión principal mayor y la tensión principal menor y

$$N_\phi = \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad (26.1)$$

es el valor de fluencia. En el artículo 16 se demostró también que, sea cual fuere el valor de  $c$ , las superficies de deslizamiento siempre intersectan la dirección de la tensión principal menor con un ángulo de  $45^\circ + \phi/2$  (ecuación 26.2).

Si el paramento interno del muro es liso y la superficie del terreno es horizontal, la presión principal vertical a una profundidad  $z$  es  $p_v = \gamma z$ . Antes de que el muro sufra desplazamiento, el empuje es igual al que corresponde a la tierra en reposo. En este estado, la presión horizontal  $p_h$  es la tensión principal menor. Un desplazamiento hacia fuera del muro, hasta alcanzar o sobrepasar la posición  $a_1'b$ , reduce  $p_h$  al valor que le corresponde en el estado activo de Rankine y, si se sustituye  $p_v = p_1 = \gamma z$  y  $p_h = p_3$  en la ecuación 26.2, se obtiene:

$$p_h = \gamma z \frac{1}{N_\phi} - 2c \frac{1}{\sqrt{N_\phi}} \quad (28.6)$$

Esta tensión está representada, para cualquier profundidad  $z$ , por la distancia entre las rectas  $ab$  y  $cd$  de la figura 28.3b.

A una profundidad:

$$z_0 = \frac{2c}{\gamma} \sqrt{N_\phi} \quad (28.7)$$

la tensión  $p_h$  se hace igual a cero. Para profundidades menores que  $z_0$  el empuje contra el muro es negativo, siempre que no se produzca una grieta entre el mismo y el suelo. El empuje total es igual a:

$$P_A = \int_0^H p_h dz = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{1}{N_\phi} - 2c \frac{H}{\sqrt{N_\phi}} \quad (28.8)$$

Si el muro tiene una altura:

$$H = H_c = \frac{4c}{\gamma} \sqrt{N_\phi} = 2z_0 \quad (28.9)$$

la presión total es igual a cero. Por consiguiente, según la teoría, si la altura de un corte vertical es menor que  $H_c$ , no necesita soporte alguno. En la práctica, la altura máxima que un corte vertical puede alcanzar sin necesidad de soporte es algo menor de  $H_c$ , debido a que este valor corresponde al caso en que existe un muro adherido al suelo y el empuje unitario varía de  $-2c/\sqrt{N_\phi}$  en la superficie a  $+2c/\sqrt{N_\phi}$  a una profundidad  $H_c$ , mientras que, en el caso de un corte sin muro, la tensión horizontal en la cara del mismo es nula en todos los puntos (véase artículo 35).

Para  $\phi = 0$  (artículo 18),  $N = 1$

con lo cual:

$$P_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 - 2cH \quad (28.10)$$

y

$$H_e = \frac{4c}{\gamma} \quad (28.11)$$

Como no siempre el suelo se adhiere al paramento, se considera comúnmente que para suelos cohesivos el empuje activo contra muros de sostenimiento es igual a la presión total representada por el área  $bde$ , igual al área  $cdd_2$  menos el área  $cebd_2$  (fig. 28.3b). Por consiguiente:

$$P_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{1}{N_\phi} - 2cH \frac{1}{\sqrt{N_\phi}} + \frac{2c^2}{\gamma} \quad (28.12)$$

Para  $\phi = 0$ ,

$$P_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 - 2cH + \frac{2c^2}{\gamma} \quad (28.13)$$

**Empuje pasivo de los suelos cohesivos. Muros de paramento interno vertical liso**

Si la cara  $ab$  del muro o bloque que soporta el suelo y su sobrecarga uniforme es empujada hacia el mismo, como lo indica la figura 28.4a, la tensión principal horizontal  $p_h$  aumenta y se hace mayor que  $p_v$ . Tan pronto como  $ab$  alcanza o sobrepasa la posición  $a_2'b$ , que representa la condición de deformación para el estado pasivo de Rankine, se satisfacen las condiciones para que se produzca la rotura (ecuación 26.2). Como  $p_h$  representa la tensión principal mayor, se puede sustituir  $p_h = p_1$  y  $p_v = p_3 = \gamma z + q$  en la ecuación 26.2 y se obtiene:

$$p_h = \gamma z N_\phi + 2c \sqrt{N_\phi} + q N_\phi \quad (28.14)$$

La presión  $p_h$  puede ser considerada en dos partes. Una de ellas,

$$p_{h'} = \gamma z N_\phi$$

aumenta como la presión hidrostática en relación lineal con la profundidad. En la figura 28.4b, la tensión  $p_{h'}$  está representada por el triángulo  $c_1c_2d_2$  con un área:

$$P_{h'} = \frac{1}{2} \gamma H^2 N_\phi \quad (28.15)$$

El punto de aplicación de  $P_{h'}$  está situado a una distancia  $H/3$  del punto  $b$ , y su valor representa el empuje pasivo de un material sin cohesión con un ángulo de fricción interna  $\phi$  de peso unitario  $\gamma$ .

La segunda parte de  $p_h$  es:

$$p_{h''} = 2c \sqrt{N_\phi} + q N_\phi$$

Esta presión es independiente de la profundidad y está representada por la altura del rectángulo  $abc_1d_2$  de la figura 28.4b.

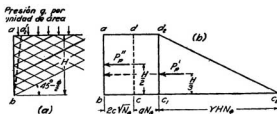


Fig. 28.4. Rotura de la arcilla situada detrás del paramento interno vertical y liso de un muro, cuando se satisface la condición para el empuje pasivo. (a) Corte trasversal al paramento interno; (b) empuje sobre el muro.

La presión total es igual al área del rectángulo, es decir:

$$P_p'' = H(2c\sqrt{N_\phi} + qN_\phi) \quad (28.16)$$

El punto de aplicación de  $P_p''$  está situado en la mitad de la altura  $ab$  y, como la ecuación 28.16 no contiene el peso unitario  $\gamma$ ,  $P_p''$  puede ser calculado suponiendo que el suelo no tuviera peso alguno.

De las ecuaciones 28.15 y 28.16 se deduce que el empuje pasivo total es igual a:

$$P_p = P_p' + P_p'' = \frac{1}{2}\gamma H^2 N_\phi + H(2c\sqrt{N_\phi} + qN_\phi) \quad (28.17)$$

Según lo demostrado,  $P_p$  puede ser calculado por medio de dos operaciones independientes. Se calcula primero  $P_p'$  suponiendo que la cohesión y la sobrecarga son nulas ( $c = 0$ ,  $q = 0$ ). El punto de aplicación de  $P_p'$  está situado en el tercio inferior de  $H$ . Se determina luego  $P_p''$  suponiendo que el peso unitario del suelo es igual a cero ( $\gamma = 0$ ). El punto de aplicación de  $P_p''$  está situado en la mitad de  $H$ .

En los artículos que siguen, este procedimiento simple se utiliza repetidamente para determinar el punto de aplicación del empuje pasivo en suelos cohesivos. La subdivisión de  $P_p$  en dos partes  $P_p'$  y  $P_p''$  es estrictamente correcta solo cuando el paramento interno de la pared es vertical y perfectamente liso. Para cualquier otra condición, el procedimiento es únicamente aproximado.

### Problemas

1. Un muro de paramento interno liso vertical de 3 metros de alto sostiene una masa de arena seca sin cohesión con superficie límite horizontal. El peso unitario de la arena es de 1800 kg por m cúbico, y su ángulo de fricción interna de  $36^\circ$ . ¿Cuál es aproximadamente el empuje total si el muro no puede desplazarse; si el muro puede desplazarse lo suficiente como para satisfacer las condiciones del estado activo de Rankine?

Solución: 3240 a 4050 kg por m; 2100 kg por m.

2. El nivel de la napa freática detrás del muro indicado en el problema 1 se levanta hasta una elevación de 1,20 m por debajo de la cresta del mismo. El peso uni-

tario de la arena sumergida es de 1050 kg por m cúbico. Si se cumple la condición de deformación del estado activo de Rankine, ¿cuál es el empuje total de la tierra y el agua contra el muro? ¿A qué altura de la base pasa la resultante de este empuje total?

*Solución:* 3410 kg por m; 0,85 m.

3. ¿Cuál sería el valor del empuje total de Rankine en el caso del problema 1 si la masa de arena soporta una sobrecarga uniformemente distribuida de 2000 kg por m cuadrado? ¿A qué altura de la base del muro actúa la resultante del empuje?

*Solución:* 3670 kg por m; 1,21 m.

4. El espacio comprendido entre dos muros con paramentos lisos ha sido llenado con arena de peso unitario 1800 kg por m cúbico. Las fundaciones de los muros están unidas por una solera de hormigón armado y sus crestas por medio de tirantes de acero. Los muros son de 4,50 m de altura y están colocados a 15 metros de distancia. La superficie del relleno sirve para depositar sobre ella lingotes de acero, cuyo peso es de 1500 kilogramos por metro cuadrado. Si el coeficiente de la presión lateral de la arena en reposo es  $K_0 = 0,50$ , ¿cuál es el empuje total contra los muros antes y después de la aplicación de la sobrecarga?

*Solución:* 9110 kg/m; 11550 kg/m.

5. El mismo muro del problema 1 sostiene un suelo puramente cohesivo de peso unitario 1800 kg por metro cúbico y cuya cohesión  $c = 0,10$  kg por centímetro cuadrado. El valor de  $\phi$  es igual a cero. ¿Cuál es el empuje total de Rankine? ¿A qué distancia de la base del muro se encuentra la resultante de dicho empuje? ¿A qué profundidad el empuje unitario es igual a cero?

*Solución:* 2100 kg/m; 0,36 metros; 1,11 metros.

6. En una arcilla plástica de peso unitario 1900 kg por metro cúbico, se efectuó una excavación con paredes verticales sin apuntalar. Cuando la excavación había llegado a una profundidad de 5,50 metros, una de las paredes se derrumbó. Si se supone que  $\phi = 0^\circ$ , ¿cuál es el valor aproximado de la cohesión de la arcilla?

*Solución:* 0,26 kg/cm<sup>2</sup>.

7. Un muro liso vertical de 6 metros de altura es empujado contra una masa de suelo con superficie límite horizontal y cuya resistencia al corte viene dada por la ecuación de Coulomb, en la que  $c = 0,20$  kg por centímetro cuadrado y  $\phi = 15^\circ$ . El peso unitario del suelo es de 1920 kg por metro cúbico y su superficie soporta una sobrecarga uniforme de 1000 kg por metro cuadrado. ¿Cuál es el empuje pasivo total de Rankine y la distancia de la base del muro a la resultante de dicho empuje? Determínese, además, el empuje unitario en la base del muro.

*Solución:* 99700 kg/m; 2,42 m; 26340 kg/m<sup>2</sup>.

## ART. 29 INFLUENCIA DE LA RUGOSIDAD DEL MURO EN LA FORMA DE LA SUPERFICIE DE DESLIZAMIENTO

El muro esquematizado en la figura 29.1a es idéntico al de la figura 27.2a, con la única diferencia de que su paramento interno es rugoso. El terraplén es de arena limpia. Si el muro se desplaza alejándose del terraplén, la cuña de deslizamiento se asienta y la arena, en la superficie de contacto con el muro, se desplaza hacia abajo. El movimiento relativo entre arena y muro desarrolla fuerzas de fricción que inclinan la resultante del empuje activo en un ángulo  $\delta$  con respecto a la normal al muro. Este ángulo se denomina *ángulo de fricción entre suelo y muro* y se considera positivo cuando la reacción del muro tiene una componente vertical dirigida hacia arriba (fig. 29.1a). Tanto los estudios teóricos (Ohde, 1938) como los experimentales han indicado que en este caso la superficie de deslizamiento

*bc* consta de una porción inferior curva, seguida de una línea recta. Dentro de la zona *adc* de la cuña de deslizamiento, el esquema de los deslizamientos es idéntico al que corresponde al estado activo de Rankine (fig. 27.2a), mientras que en el área *adb* consiste en dos conjuntos de líneas curvas.

Si el muro se desplaza hacia abajo con respecto al suelo, por ejemplo, por la acción de una fuerte carga en su cresta, el valor de  $\delta$  se hace negativo y la curvatura de la parte inferior de la superficie de deslizamiento se invierte, como lo indica la figura 29.1b.

Cuando el muro se desplaza hacia el terraplén, su movimiento es resistido por el empuje pasivo. Si el peso del muro es mayor que la fricción total entre la arena y el paramento interno, la arena se levanta con respecto al muro y la reacción de la resultante del empuje pasivo forma un ángulo  $\delta$  con la normal al mismo. La componente tangencial de esta fuerza tiende a impedir el movimiento hacia arriba de la arena. En estas condiciones se considera que  $\delta$  es positivo (fig. 29.1c). Se puede ver en la figura que la porción recta de la superficie de deslizamiento está inclinada de un ángulo de  $45^\circ - \phi/2$  con respecto a la horizontal y que, dentro del triángulo isósceles *adc*, el esquema de los deslizamientos es idéntico al indicado en la figura 27.2b, es decir que en dicha zona el material se encuentra en el estado pasivo de Rankine. Dentro del área *adb* los dos conjuntos de líneas que forman el esquema de los deslizamientos son curvas.

Si el peso del muro es menor que la fricción entre arena y paramento interno, el ángulo que forma la normal a dicho paramento con la reacción de la resultante del empuje pasivo es menor que  $\delta$ . Finalmente, si el muro está sometido a la acción de una fuerza vertical hacia arriba igual a la suma del peso del muro y de la fricción del mismo con la arena, la resultante del empuje pasivo está orientada como lo indica la figura 29.1d, y el ángulo  $\delta$  se considera negativo. En este caso, la curvatura de la parte curva de la superficie de deslizamiento se encuentra invertida.

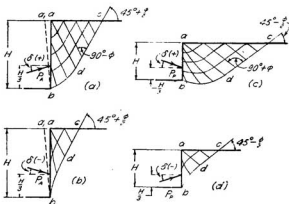


Fig. 29.1. Esquemas de los deslizamientos que se producen por rotura de la arena situada detrás del paramento vertical rugoso de un muro.

Las condiciones de deformación necesarias para que se produzcan los estados de equilibrio plástico representados por los esquemas de las figuras 29.1a y b exigen que cada uno de los elementos horizontales de la cuña experimente un alargamiento mínimo, y las mismas condiciones de deformación, en los casos de las figuras 29.1c y d, requieren que cada elemento horizontal sufra una cierta contracción mínima. Estas exigencias son equivalentes a las que se necesitan para que se produzcan, en el caso de paramentos lisos, los estados activos y pasivos de Rankine que fueron ilustrados en las figuras 27.2a y b.

## ART. 30 LA TEORÍA DE COULOMB DEL EMPUJE ACTIVO CONTRA MUROS DE SOSTENIMIENTO

### *Introducción*

Como los paramentos internos de los muros de sostenimiento reales son siempre más o menos rugosos, las condiciones de borde para la validez de la teoría de Rankine raramente son satisfechas, de modo que los cálculos basados en dicha teoría encierran generalmente un error apreciable. La mayor parte de este error puede evitarse utilizando la teoría de Coulomb (Coulomb, 1776).

El método de Coulomb puede ser adaptado a cualquier condición de borde. Su único inconveniente consiste en la necesidad de efectuar una simplificación con respecto a la forma de la superficie de deslizamiento. El error producido por esta hipótesis simplificativa es, sin embargo, generalmente muy pequeño, comparado con el que resulta utilizando la teoría de Rankine. Cuando las condiciones de borde son las mismas que se requieren para satisfacer la teoría de Rankine, ambas teorías dan valores idénticos.

La teoría de Coulomb, como la de Rankine, está basada en la hipótesis de que el muro puede desplazarse hasta más allá de la posición  $a_1b$  indicada en la figura 29.1a y de que el agua contenida en los poros del suelo no ejerce ninguna presión de filtración de importancia. Se sobreentiende, además, que también se supone que las constantes del suelo que aparecen en las ecuaciones tienen valores definidos que pueden ser determinados.

### *Teoría de Coulomb*

La superficie de deslizamiento que se origina detrás de un muro de sostenimiento real es ligeramente curva, como lo indican las figuras 29.1a y b, pero, al efecto de simplificar los cálculos, Coulomb supone que es un plano. El error introducido con esta hipótesis es muy pequeño.

En la figura 30.1a se indican las fuerzas que actúan sobre la cuña de deslizamiento, cuya superficie límite inferior se supone arbitrariamente constituida por un plano cualquiera  $bc_1$ . La cuña  $abc_1$ , de peso  $W_1$ , está en equilibrio con la reacción al empuje  $P_1$  y la reacción  $F_1$  en el plano de deslizamiento. La reacción  $F_1$  está inclinada en un ángulo  $\phi$  con respecto a la normal a  $bc_1$ , ya que se supone que en dicho plano se moviliza toda la

resistencia a fricción del material. Si el muro descansa sobre una fundación sólida, la fuerza  $P_1$  está inclinada de un ángulo  $+\delta$  con respecto a la normal al paramento interno del muro, como lo indica la flecha llena. Si, al contrario, existe la posibilidad de que el muro se asiente más que el terraplén, el ángulo  $\delta$  de fricción entre muro y suelo puede resultar negativo, y la resultante  $P_1$  actúa como lo indica la flecha en punteado. Como se conocen la magnitud y dirección de  $W_1$  y además, la dirección de las otras dos fuerzas, el valor del empuje  $P_1$  puede obtenerse gráficamente por medio de un polígono de fuerzas (fig. 30.1b). Pero la superficie  $bc_1$ , elegida arbitrariamente, puede no ser la superficie real de deslizamiento, así que se deben efectuar determinaciones similares de los empujes  $P_2, P_3$ , etcétera, para otros planos  $bc_2, bc_3$ , etcétera (no indicados en la figura). El más grande valor de  $P$  así obtenido representa el valor del empuje activo  $P_A$ .

### Construcción gráfica de Culmann

Culmann (1875) ideó un método expeditivo para efectuar las construcciones gráficas descritas en el apartado precedente. Como primer paso (fig. 30.1c), se traza una recta  $bS$  por el pie del paramento interno del

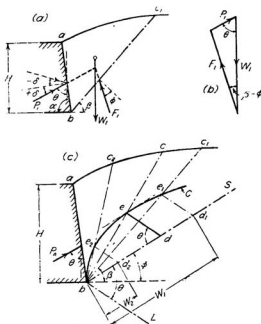


Fig. 30.1. (a y b) Diagramas que representan las hipótesis en que se basa la teoría de Coulomb del empuje activo; (c) método gráfico de Culmann para determinar el empuje de arena.

muro, que forme un ángulo  $\phi$  con la horizontal. Esta recta se conoce como la *línea de pendiente*, ya que representa la pendiente natural del suelo. Se traza luego la *línea de los empujes*  $bL$ , colocada por debajo de la línea de pendiente y formando con la misma el ángulo  $\theta$  igual al que forma la vertical con la línea de acción del empuje  $P_A$  (fig. 30.1). El ángulo  $\theta$  depende del ángulo  $\delta$  de fricción entre muro y suelo y de la inclinación  $\alpha$  del paramento interno del muro.

Para determinar el empuje  $P_1$ , ejercido por el suelo situado dentro de la zona delimitada por un plano de deslizamiento arbitrario  $bc_1$ , es necesario computar primero el peso  $W_1$  de la cuña de suelo que, en cualquier escala conveniente, es luego representado sobre la línea  $bS$ . Se obtiene así el punto  $d_1$ , por el cual se traza la recta  $d_1e_1$  paralela a  $bL$ . Como el triángulo  $e_1d_1b$  (fig. 30.1c) es semejante al polígono de fuerzas de la figura 30.1b, la distancia  $d_1e_1$  es igual al empuje correspondiente a la superficie de deslizamiento  $bc_1$ . Para determinar el empuje activo  $P_A$ , se repite la construcción para diferentes planos  $bc_2$ ,  $bc_3$ , etcétera, y los puntos  $e_1$ ,  $e_2$ ,  $e_3$ , etcétera, que se obtienen, son unidos por medio de una curva  $C$ , conocida con el nombre de *curva de Culmann*. Se traza la tangente a la curva  $C$  paralela a  $bS$  y la distancia  $ed$  representa el empuje  $P_A$ . La superficie real de deslizamiento pasa por el punto  $e$ .

### ***Empuje producido por una carga lineal***

La figura 30.2 representa la sección transversal de un muro que sostiene una masa de arena con superficie límite inclinada. A lo largo de una línea paralela a la cresta del muro y a una distancia  $ac'$  de la misma, la superficie de la arena soporta una carga  $q'$  por unidad de longitud.

El procedimiento para determinar el empuje activo es en este caso esencialmente el mismo que el ilustrado en la figura 30.1c, con la única diferencia de que cuando el plano de deslizamiento encierra la carga  $q'$ , en la cuña, la distancia a tomar sobre la línea  $bS$  debe ser proporcional al peso de la arena, que constituye la cuña de deslizamiento, más la carga lineal  $q'$  (véase figura 30.2).

Si la superficie límite de la arena no lleva sobrecarga, la curva  $C$  de Culmann (curva en punteado de la figura 30.2) correspondería a la curva  $C$  de la figura 30.1c. En el caso de que exista una sobrecarga lineal  $q'$  aplicada en un punto  $c'$ , la curva de Culmann consta de dos partes. La parte situada a la izquierda del plano  $bc'$  es idéntica a la  $C$ , ya que las cuñas limitadas por planos a la izquierda de dicho plano no llevan sobrecarga. Hacia la derecha de  $bc'$  la curva de Culmann está situada por arriba de la curva  $C$ , como lo indica la curva  $C'$  de la figura 30.2, ya que todas las cuñas encierran la carga  $q'$ . Por consiguiente, la curva completa de Culmann consiste, a la izquierda de  $bc'$ , en la curva  $C$  y, a la derecha, en la curva  $C'$ , presentando una discontinuidad en el plano  $bc'$  que pasa por el punto de aplicación de la sobrecarga lineal.

Si la sobrecarga está situada a la izquierda del punto  $c'_2$ , el empuje activo viene dado por la distancia máxima entre la curva  $C'$  y la recta  $bS$ ,



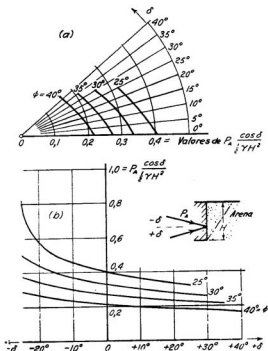


Fig. 30.3. Dos tipos de gráficos para obtener los coeficientes para el cálculo del empuje activo [(a) según O. Syffert, 1929].

forma irregular o lleva sobrecarga. Si un muro vertical sostiene un terraplén no cohesivo con superficie límite horizontal, es más sencillo obtener el valor de  $P_A$  por medio de gráficos preparados para este caso. La figura 30.3 representa dos tipos de gráficos de esta naturaleza.

### Problemas

1. Un muro de sostenimiento vertical de 6 metros de altura sostiene un terraplén no cohesivo de peso unitario 1800 kg por metro cúbico. La superficie límite del terraplén se levanta de la cresta del muro con un ángulo de  $20^\circ$  con respecto a la horizontal. El ángulo de fricción interna es de  $28^\circ$  y el de fricción entre suelo y muro de  $20^\circ$ . Por medio del método de Culmann determínese el empuje activo total contra el muro.

Solución: 15.000 kg/m.

2. Un muro  $\perp$  de solera inferior tiene un alma de altura igual a 11 metros sin contar la solera. El muro, de sección simétrica con respecto a su eje vertical, sostiene una pila no cohesiva de material de hierro. Tiene 1,80 metros de ancho en la cresta y 3,60 metros en su unión con la solera. Desde un punto situado en su paramento interno a 1,20 metros de la cresta, la superficie límite de la pila de mineral se levanta con un

ángulo de  $35^\circ$  con respecto a la horizontal, hasta una altura máxima de 20 metros sobre la solera, para seguir luego horizontal. Si  $\phi$  y  $\delta$  son ambos iguales a  $36^\circ$  y  $\gamma = 2550$  kg por metro cúbico, ¿cuál es el valor total del empuje por encima de la solera? Si todo el empuje contra el alma del muro debe ser resistido por medio de tirantes de sección cuadrada de 7,5 centímetros de lado, solicitados a una tensión de 1900 kg por centímetro cuadrado, ¿cuál es la distancia entre tirantes requerida?

Solución: 73.000 kg/m; 1,50 metros.

3. Un muro vertical de 5,50 metros de altura sostiene un terraplén no cohesivo de peso unitario 1700 kg por metro cúbico y de superficie límite horizontal. Los valores de  $\phi$  y  $\delta$  son  $31^\circ$  y  $20^\circ$ , respectivamente. El terraplén soporta dos sobrecargas lineales de 3000 kg por metro, paralelas a la cresta y situadas a distancias de 2,40 y 3,95 metros de la misma, respectivamente. Calcúlese el empuje total contra el muro y determinese la distancia horizontal, a partir del paramento interno, a que el plano de deslizamiento interseca la superficie del terraplén.

Solución: 9500 kg/m; 3,95 metros.

4. Un muro de 4,60 metros de altura, de paramento interno vertical, es apenas suficiente para sostener un terraplén de arena de superficie límite horizontal, de peso unitario 1850 kg por metro cúbico y de  $\phi = 32^\circ$ . El valor de  $\delta$  es  $20^\circ$ . Se debe agregar al mismo una sobrecarga de 7500 kg por metro a lo largo de una línea paralela a la cresta, y se desea saber cuál es la distancia horizontal mínima entre muro y sobrecarga, a fin de que no se incremente el empuje sobre el muro.

Solución: 5 metros.

5. Si el terraplén del problema 3 no lleva sobrecarga, ¿cuál es la magnitud del empuje activo? Contrólase el cálculo gráfico por medio de los gráficos de la figura 30.3.

Solución: 7300 kg/m.

#### Lecturas seleccionadas

En *Earth pressures and retaining walls*, por W. C. Huntington (1957): New York, John Wiley and Sons, 534 págs., se detallan los métodos de cálculo de empuje de suelos adoptando cuñas tentativas de deslizamiento, idénticos en principio al método de Culmann, bajo condiciones variadas y para materiales con cohesión  $c$  y ángulo de fricción interna  $\phi$ .

### ART. 31 PUNTO DE APLICACIÓN DEL EMPUJE

El procedimiento descrito en el artículo 30 permite determinar la magnitud del empuje total, siempre que su dirección sea conocida, pero no proporciona información alguna sobre su punto de aplicación. Para obtener esta información, Coulomb supuso que todo punto del paramento interno del muro representa el pie de una superficie potencial de deslizamiento. Por ejemplo, el punto  $d$  de la línea curva  $ab$  de la figura 31.1a representa el pie de la superficie potencial de deslizamiento  $de$ . El empuje  $P_A$  sobre  $ad$  puede ser calculado por medio del método de Culmann descrito en el artículo 30. Si la profundidad del pie de la superficie potencial de deslizamiento es incrementada de  $z$  a  $z + dz$ , el empuje aumenta en

$$dP_A = p_A dz$$

en la que  $p_A$  es el empuje unitario medio en el incremento  $dz$ . Por consiguiente:

$$p_A = \frac{dP_A}{dz} \quad (31.1)$$

Por este procedimiento se puede determinar la distribución del empuje unitario, calculando  $p_A$  para distintas profundidades. Conocida la distribución, se puede encontrar el punto de aplicación de la resultante por un método gráfico o analítico, teniendo en cuenta que, en todos los puntos,  $p_A$  forma un ángulo  $\delta$  con la normal al paramento interno del muro.

Este método es más bien complicado, así que en la práctica se utilizan procedimientos aproximados. Por ejemplo, en la figura 31.1a, el punto de aplicación  $O_1$  se sitúa aproximadamente en el punto de intersección de la recta  $OO_1$ , paralela a la superficie de deslizamiento  $bc$  y que pasa por el centro de gravedad  $O$  de la cuña  $abc$  de deslizamiento, con el paramento interno del muro.

Las figuras 31.1b y c ilustran un método simplificado para estimar la posición del punto de aplicación del empuje adicional  $\Delta P_A$ , producido por una carga lineal  $q'$ . Las rectas  $bc$ ,  $bc''$ , etcétera, corresponden a las rectas  $bc$ ,  $bc''$ , etcétera, de la figura 30.2. Si  $q'$  está situada entre  $a$  y  $c''$  (fig. 31.1b), se traza  $b'c'$  paralela a la superficie de deslizamiento  $bc''$  y  $a'c'$  paralela a la línea de pendiente  $bS$  (véase fig. 30.2). El punto de aplicación de  $\Delta P_A$  se encuentra en el tercio superior de  $a'b'$ . Si  $q'$  está situada entre  $c''$  y  $c'_2$ , se traza  $a'c'$  paralela a  $bS$ , y el punto de aplicación de  $\Delta P_A$  se encuentra en el tercio superior de  $a'b$ , como lo indica la figura 31.1c.

Todos estos procedimientos están basados en la hipótesis hecha por Coulomb de que todo punto del paramento interno representa el pie de una superficie potencial de deslizamiento. La hipótesis es correcta en el caso de muros de sostenimiento, pues ningún muro de este tipo puede ceder sin antes desplazarse de modo tal que se cumplan las condiciones de deformación del estado plástico. Coulomb no especificó, sin embargo, esta condi-

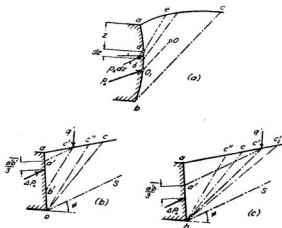


Fig. 31.1. Diagramas que representan el procedimiento simplificado para determinar el punto de aplicación del empuje activo.

ción de deformación, así que la teoría fue con frecuencia utilizada para calcular el empuje activo contra estructuras de sostenimiento que no cumplen con esas condiciones, tales como las entibaciones de excavaciones a cielo abierto (véase artículo 37). Ahora bien, como los resultados de los cálculos no concordaban con la realidad, muchos ingenieros experimentados llegaron a la conclusión de que la teoría no era del todo correcta. Por ello es necesario destacar que, si se satisfacen las condiciones de deformación para su validez, la teoría de Coulomb es tan satisfactoria como lo pueda ser cualquier otra teoría de la ingeniería de estructuras.

### Problemas

1. ¿A qué distancia del pie del alma del muro de sostenimiento del problema 2 (artículo 30) actúa la resultante del empuje?

*Solución:* 3,30 metros.

2. Determinese la posición de las resultantes parciales de los empujes debidos a las dos sobrecargas lineales del problema 3 (artículo 30), suponiendo que la influencia de cada sobrecarga puede considerarse separadamente.

*Solución:* 3 metros, 2 metros.

## ART. 32 EMPUJE PASIVO EN EL CASO DE SUPERFICIES DE CONTACTO RUGOSAS

### Definición

En su sentido más amplio, se entiende por empuje pasivo la resistencia que una masa de suelo opone a su desplazamiento cuando es solicitada por una fuerza lateral. El elemento que ejerce dicha fuerza lateral puede estar constituido por la fundación de un muro de sostenimiento, por la cara exterior de la parte enterrada a un tablestacado, o por un bloque de mampostería u hormigón, como ser, el estribo de un arco cargado. Puede también estar formado por una masa de suelo que ejerce una presión horizontal, como consecuencia de la carga vertical que la misma soporta, como por ejemplo, la masa de suelo que soporta una base o zapata de fundación. Es decir, entonces, que la estabilidad de casi todos los muros de sostenimiento y la capacidad de carga de todas las fundaciones poco profundas dependen en algún grado del empuje pasivo, de modo que el estudio de dicho empuje es de mayor importancia práctica.

El plano de separación entre el objeto que ejerce el empuje y el suelo se llama *superficie de contacto*. Coulomb calculó el empuje pasivo, en el caso de superficies de contacto rugosas, tomando como premisa la hipótesis simplificativa de que la superficie de deslizamiento era plana (véanse figuras 32.1a y b). Con esta hipótesis, el error que se origina se encuentra siempre del lado de la inseguridad. Si  $\delta$  es pequeño, la superficie de deslizamiento es en realidad casi plana y el error es tolerable, pero si  $\delta$  es grande, el error es excesivo y el método de Coulomb no debe ser utilizado.

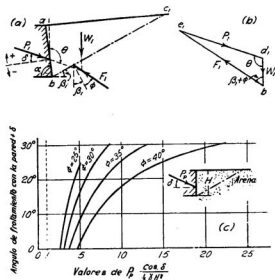


Fig. 32.1. (a y b) Diagramas que representan las hipótesis en que se basa la teoría de Coulomb del empuje pasivo; (c) gráfico para obtener los coeficientes para el cálculo del empuje pasivo.

### Teoría de Coulomb del empuje pasivo de las arenas

El valor del empuje pasivo de Coulomb puede ser determinado gráficamente utilizando el método de Culmann. El procedimiento es idéntico al descrito en el artículo 30, con la diferencia de que la inclinación de la recta  $bs$  (fig. 30.1c) debe tomarse de modo que forme con la horizontal un ángulo  $\phi$  hacia abajo.

La figura 32.1c indica la influencia que el ángulo de fricción  $\delta$  ejerce sobre el valor del empuje pasivo de Coulomb. El gráfico indica que el empuje aumenta rápidamente al acrecentar el valor del ángulo de fricción entre suelo y muro. Si  $\delta$  es mayor de  $\phi/3$ , la superficie de deslizamiento es fuertemente curvada (fig. 29.1c) y por lo tanto, el error debido a la hipótesis de Coulomb aumenta rápidamente. Para  $\delta = \phi$ , dicho error puede alcanzar hasta el 30 por ciento. Por ello, para  $\delta$  mayor de  $\phi/3$  debe tomarse en cuenta la curvatura de la superficie de deslizamiento.

### Empuje pasivo en el caso de suelos cohesivos

A los efectos de estudiar los métodos para determinar el empuje pasivo, sin la necesidad de fijar una superficie plana de deslizamiento, se resuelve a continuación el problema indicado en la figura 32.2. En dicha figura,  $ab$  re-

presenta la superficie de contacto empujada hacia una masa de un suelo cohesivo ideal, cuya resistencia al corte viene expresada por la ecuación:

$$s = c + p \operatorname{tg} \phi \quad (16.4)$$

La superficie del suelo es horizontal, el ángulo de fricción entre suelo y paramento interno del muro es  $\delta$ , y  $C_a$  es la fuerza total de adherencia entre muro y suelo. Por otra parte  $bde$  es la superficie real de deslizamiento, que consta de una parte curva  $bd$  y una recta  $de$ . Según lo indicado en el artículo 29, el suelo situado dentro del triángulo isósceles  $ade$  se encuentra en el estado pasivo de Rankine y, por consiguiente, las tensiones de corte en la sección vertical  $df$  son iguales a cero, de modo que el empuje  $P_d$  sobre la misma es horizontal. Este empuje  $P_d$  puede ser calculado por medio de la ecuación 28.17.

La masa de suelo  $abdf$  se encuentra entonces sometida a las siguientes fuerzas: su peso propio  $W$ , el empuje  $P_d$ , la resultante  $C$  de la cohesión a lo largo de  $bd$ , la adherencia  $C_a$  en la cara  $ab$  la resultante  $F$  de las tensiones normales y de fricción en la superficie  $bd$ , y la resultante  $P_p$  de las componentes normal y tangencial del empuje pasivo.

Como el punto de aplicación de  $P_p$  no es conocido, se utiliza el procedimiento aproximado indicado al final del artículo 28 y reemplaza  $P_p$  por dos fuerzas  $P_p'$  y  $P_p''$ . Ambas fuerzas forman un ángulo  $\delta$  con la normal a la superficie de contacto. La fuerza  $P_p'$  está en equilibrio con el peso de la masa  $abdf$  y las fuerzas de fricción debidas a dicho peso, mientras que  $P_p''$  está en equilibrio con la cohesión en la superficie de deslizamiento y la fricción debida a las fuerzas que no dependen del peso de la masa de suelo. La fuerza  $P_p'$  tiene su punto de aplicación en el tercio inferior de  $ab$ , mientras que  $P_p''$  se aplica en el centro. Conocidos los puntos de aplicación y las direcciones de ambas fuerzas, éstas se pueden calcular en forma independiente y su resultante representa el empuje total  $P_p$ .

Los métodos existentes para determinar la forma real de la superficie de deslizamiento son tan complicados, que no resultan adecuados para la aplicación práctica. Se pueden, sin embargo, obtener resultados suficientemente exactos si se efectúa la hipótesis simplificada que considera la

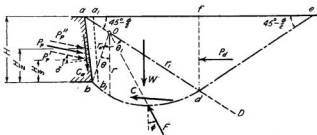


Fig. 32.2. Diagrama que representa las hipótesis en que se basa la teoría del empuje pasivo contra paramentos de contacto rugosos.

porción  $bd$  de la superficie de deslizamiento como un arco de círculo o como una espiral logarítmica de ecuación:

$$r = r_0 e^{\pm \tan \phi} \quad (32.1)$$

Se considera a continuación que la parte curva de la superficie de deslizamiento tiene la forma de una espiral logarítmica. Como esta espiral es tangente a la recta  $de$  en el punto  $d$ , su centro debe estar situado sobre la recta  $aD$  (fig. 32.2), que forma un ángulo de  $45^\circ - \phi/2$  con la horizontal. De la ecuación 32.1 surge que todos los radios vectores de la espiral forman un ángulo  $\phi$  con la normal a la curva en el punto de intersección. Como  $\phi$  es el ángulo de fricción interna del material, la resultante  $dF$  de la tensión normal y de la fricción, correspondiente a cualquier elemento diferencial de la superficie de deslizamiento, forma también un ángulo  $\phi$  con la normal al elemento y, por consiguiente, su dirección coincide con la del radio vector al centro de la espiral. Por tanto, todas las fuerzas elementales  $dF$  pasan por el punto  $O$ , así que la resultante  $F$  de todas las fuerzas normales y de fricción que actúan sobre  $bd$  también pasan por el punto  $O$ .

Para calcular  $P_p'$  (valor de  $P_p$  si  $c = 0$ ) se elige arbitrariamente una superficie de deslizamiento  $bd_1e_1$  (fig. 32.3a), que consiste en una espiral logarítmica  $bd_1$  de centro  $O_1$  y en una línea recta  $d_1e_1$ , que forma con la horizontal un ángulo de  $45^\circ - \phi/2$ . El empuje necesario para producir el deslizamiento sobre esta superficie se designa  $P_1'$ . Se calcula luego la fuerza  $P_{d1}'$ , con punto de aplicación en el tercio inferior de  $f_1d_1$ , utilizando la ecuación:

$$P_{d1}' = \frac{1}{2} \gamma H_{d1}^2 N_\phi$$

y finalmente se toman momentos de las fuerzas  $P_1'$ ,  $P_{d1}' W_1$  y  $F_1'$  con respecto a  $O_1$ . Como el momento de  $F_1'$  es igual a cero:

$$P_1' l_1 = W_1 l_2 + P_{d1}' l_3$$

y

$$P_1' = \frac{1}{l_1} [W_1 l_2 + P_{d1}' l_3] \quad (32.2)$$

El valor de  $P_1'$  es dibujado a escala a partir del punto  $f_1$ , obteniendo el punto  $C_1'$ . Se efectúan cálculos similares para otras superficies de deslizamiento elegidas en forma arbitraria y, por los puntos  $C'$  obtenidos, se traza una curva  $P'$ . Si el suelo no tiene cohesión ( $c = 0$ ), la segunda componente  $P_p''$  del empuje pasivo  $P_p$  es igual a cero y el valor de  $P_p$  viene representado por la ordenada mínima de la curva  $P'$ , es decir, por el punto  $C'$ . La superficie de deslizamiento en este caso pasa por el punto  $d$  situado sobre  $aD$  en la proyección vertical de  $C'$ .

Si el suelo tiene cohesión, se debe calcular también  $P_p''$  (valor de  $P_p$  si  $\gamma = 0$ ). Para calcular  $P_1''$ , correspondiente a la superficie de deslizamiento

arbitraria  $bd_1e_1$ , hay que considerar primero las fuerzas que intervienen en el cálculo (véase figura 32.3b). El valor de  $P_{d1}''$  se obtiene haciendo  $\gamma = 0$ ,  $q = 0$  y  $H = H_{d1}$  en la ecuación 28.16:

$$P_{d1}'' = 2cH_{d1} \sqrt{N_\phi}$$

El punto de aplicación de esta fuerza está en el centro de  $d_1f_1$ .

La influencia de la cohesión sobre la superficie  $bd_1$  puede calcularse

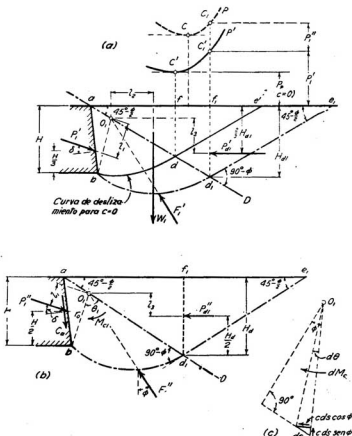


Fig. 32.3: Método de la espiral logarítmica para la determinación del empuje pasivo. (a) Fuerzas a tener en cuenta en el cálculo de la componente debida al peso del suelo, no considerando la cohesión; (b) fuerzas a tener en cuenta en el cálculo de la componente debida a la fricción y a la cohesión, no considerando el peso del suelo; (c) diagrama que indica cómo se hace el cálculo del momento debido a la cohesión.

considerando un elemento de longitud  $ds$  (fig. 32.3c). La cohesión en  $ds$  es  $c ds$  y el momento con respecto a  $O_1$ :

$$dM_c = rc ds \cos \phi = rc \frac{r d\theta}{\cos \phi} \cos \phi = cr^2 d\theta$$

El momento de la cohesión total sobre  $bd_1$  es entonces:

$$M_{c1} = \int_0^{\theta_1} dM_c = \frac{c}{2 \operatorname{tg} \phi} (r_1^2 - r_0^2) \quad (32.3)$$

Como la fuerza  $F_1''$  pasa por  $O_1$ , tomando momentos con respecto a este punto, se obtiene:

$$P_1'' l_1 = M_{c1} + P_{a1}'' l_3 - C_a l_4$$

de donde:

$$P_1'' = \frac{1}{l_1} [M_{c1} + P_{a1}'' l_3 - C_a l_4] \quad (32.4)$$

El valor de  $P_1''$  se dibuja a escala (fig. 32.3a) partiendo del punto  $C_1'$ . Como  $P_1'$  y  $P_1''$  representan las fuerzas necesarias para vencer las dos partes de que está compuesta la resistencia total al deslizamiento a lo largo de la misma superficie  $bd_1e_1$ , la ordenada del punto  $C_1$  representa la fuerza total requerida. En forma similar se obtienen los valores de  $P''$  para otras superficies arbitrarias de deslizamiento, uniéndose luego los puntos  $C_1$  así obtenidos por medio de una curva  $P$ . El empuje pasivo  $P_p$  lo da la ordenada mínima de dicha curva, y la superficie de deslizamiento pasa por el punto de  $aD$  que se encuentra en la proyección vertical del punto  $C$ . La presión total en la superficie de contacto es igual a la resultante de  $P_p$  y de la fuerza de adherencia  $C_a$ .

La forma real de la parte curva de la superficie de deslizamiento es intermedia entre un arco de círculo y una espiral; pero, como la diferencia entre ambas curvas es pequeña, el error resultante de remplazar la curva real por un círculo o una espiral es despreciable. Comparaciones efectuadas entre los resultados obtenidos con el método exacto y los métodos aproximados descriptos demuestran que éstos dan valores del empuje pasivo que son al menos tan exactos como los que se obtienen para el empuje activo calculado por el método de Coulomb, que supone una superficie de deslizamiento plana en lugar de la real que es ligeramente curva.

Los estudios realizados precedentemente se basan en la hipótesis de que la masa de suelo en contacto con el paramento interno es empujada hasta una posición situada más allá de  $a_1b_1$  (fig. 32.2). Si la parte superior de la superficie de contacto no llega a desplazarse hasta  $a_1b_1$ , la superficie de deslizamiento es curva en toda su longitud y solo la parte inferior de la masa de suelo pasa al estado pasivo de Rankine. Si por el contrario, la parte inferior no llega a desplazarse hasta  $a_1b_1$ , es el suelo situado en sus inmediaciones el que no alcanza el estado de equilibrio plástico. En estos

casos, el empuje pasivo total y su distribución en la superficie de contacto dependen del tipo de restricción impuesto al movimiento de dicha superficie de contacto.

### Problemas

1. Construir una espiral logarítmica para  $\phi = 36^\circ$ . El valor de  $r_0$  debe tomarse igual a un centímetro y  $\theta$  se hará variar entre  $-30^\circ$  y  $270^\circ$ .

2. Calcule por el método de la espiral logarítmica el empuje pasivo total contra una superficie vertical en contacto con un relleno de arena con superficie libre horizontal. La superficie de contacto tiene 6 metros de altura y el ángulo de fricción con el suelo es igual a  $+20^\circ$ . El relleno tiene un peso unitario de 1800 kg por metro cúbico y un ángulo de fricción interna de  $36^\circ$ . Para facilitar la utilización de la espiral construida en el problema 1, la resolución gráfica debe efectuarse utilizando papel transparente.

Solución: 250.000 kg/m.

3. Calcule el empuje pasivo en el caso del problema 2, suponiendo que el suelo, además de fricción, posee una cohesión de 0,25 kg por centímetro cuadrado. La adherencia entre el suelo y la superficie de contacto es también de 0,25 kg por centímetro cuadrado. Determine, asimismo, el punto de aplicación de  $P_r$ .

Solución: 370.000 kg/m; 2,40 m sobre la base.

4. Calcule el valor del empuje pasivo en el caso del problema 2, en la hipótesis de una superficie de deslizamiento plana.

Solución: 290.000 kg/m.

### Lecturas seleccionadas

Tablas para empujes pasivo y activo de suelos, aplicables a materiales con fricción, cohesión o ambos, y para diversos ángulos de fricción entre muro y suelo fueron publicadas por Caquot, A. y Kerisel, J. (1948) bajo el título: *Tables for the calculation of passive pressure, active pressure and bearing capacity of foundations*, traducido del francés por Maurice A. Bec., París, Gauthier-Villars, 120 págs.

## ART. 33 CAPACIDAD DE CARGA DE ZAPATAS DE FUNDACIÓN POCO PROFUNDAS

### Hipótesis fundamentales

Cuando se aplica una carga sobre un área limitada de la superficie del suelo, la superficie sufre un asentamiento. La relación entre el asentamiento y la carga unitaria o presión media sobre el suelo puede representarse por una *curva de los asentamientos* (fig. 33.1). Si el suelo es bastante denso o compacto, la curva de los asentamientos es similar a la curva  $C_1$  y la abscisa  $q_d$  de la tangente vertical a la misma representa la *capacidad de carga* del suelo. Por el contrario, si el suelo es más bien suelto o blando, la curva de los asentamientos puede ser similar a la curva  $C_2$  y la capacidad de carga no estar bien definida. En estos casos se toma generalmente como capacidad de carga la abscisa  $q_d'$  del punto en que la curva de los asentamientos se hace muy empinada y recta.

En la práctica, las cargas son transmitidas al suelo por medio de zapatas o bases de fundación como la que indica la figura 33.2. Las bases o zapatas

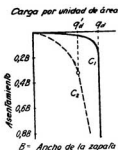


Fig. 33.1. Relación entre intensidad de la carga y asentamiento de una zapata sobre suelo denso o compactado ( $C_1$ ) y sobre suelo suave o blando ( $C_2$ ).

pueden ser *continuas*, es decir, de forma rectangular muy alargada, o *individuales*, en cuyo caso tienen forma cuadrada, rectangular o circular. Se llama *carga crítica* a la carga por unidad de longitud de zapata continua, o a la carga total de una zapata individual, a la cual el suelo que la soporta rompe o falla. La distancia desde el nivel del terreno o superficie del suelo a la cota de fundación se denomina *profundidad de la fundación*,  $D_f$ , y una zapata cuyo ancho  $B$  es igual o mayor que  $D_f$  se considera como una fundación *poco profunda*. En el cálculo de fundaciones poco profundas, el peso del suelo situado por encima de la cota de fundación puede ser sustituido por una sobrecarga uniforme:

$$q = \gamma D_f \quad (33.1)$$

Esta sustitución simplifica el problema y solo introduce un error que es de poca importancia y que se encuentra del lado de la seguridad, pues la carga resultante del cálculo es algo menor que la real.

### **Estados de equilibrio plástico originados en el suelo situado debajo de zapatas continuas**

Los resultados de investigaciones matemáticas relativas al estado de equilibrio plástico que se desarrolla debajo de las zapatas continuas no son del todo satisfactorios, pues no se ha encontrado aún una solución general que satisfaga rigurosamente la ecuación 16.5 y además tome en cuenta el peso del suelo, la influencia de la profundidad de la sobrecarga  $D_f$  y la distribución real de las fuerzas verticales y horizontales en la base de la zapata. Más aún, las teorías existentes suponen comúnmente que el volumen del suelo no cambia cuando se alcanza la carga crítica. Estas limitaciones no resultan empero de importancia práctica seria, debido a que la exactitud alcanzada, aun en las soluciones aproximadas, está limitada por nuestra habilidad para evaluar las propiedades mecánicas del suelo que deben introducirse en las fórmulas, más bien que por defectos de las teorías.

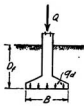


Fig. 33.2. Corte a través de una zapata continua poco profunda.

Se pueden deducir las siguientes conclusiones generales de los estudios teóricos. Si la base de una zapata continua descansa en la superficie de un suelo sin peso propio que posee cohesión y fricción, éste rompe como lo muestra la figura 33.3a por fluencia plástica a lo largo de la superficie compuesta  $fede_1f_1$ . La región así delimitada puede ser dividida en cinco zonas, una marcada I y dos pares de zonas marcadas II y III. Debido a la fricción y a la adherencia entre el suelo y la base de la zapata, la zona I permanece en estado elástico y actúa como si fuese parte de la zapata y penetrase en el suelo como una cuña. Sus límites se levantan con un ángulo de  $45^\circ + \phi/2$  respecto de la horizontal. En las zonas II y III se desarrollan sendos esquemas de deslizamientos, de los cuales los de las zonas III son idénticos a los que corresponden al estado pasivo de Rankine (artículo 27), de modo que se encuentran delimitadas por líneas rectas con una pendiente de  $45^\circ - \phi/2$  respecto de la horizontal. Las zonas II, situadas entre I y III, se denominan *zonas de corte radial*, porque uno de los conjuntos de líneas que forman sus esquemas de deslizamiento están constituidas por rectas radiales, cuyo origen se encuentra en el borde exterior de la base de la fundación. Las líneas del otro conjunto son espirales logarítmicas con sus centros situados en el mismo punto de origen de los radios. Se deduce que la capacidad de carga por unidad de área (Prandtl, 1921) es igual a:

$$q_d = N_c c \quad (33.2)$$

en la cual  $c$  es la cohesión y  $N_c$ , conocido como *factor o coeficiente de capacidad de carga*, depende solamente de  $\phi$ , resulta igual a:

$$N_c = \cot \phi \left[ e^{\pi \tan \phi} + \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) - 1 \right] \quad (33.3)$$

Si la superficie del terreno soporta una sobrecarga uniformemente distribuida  $q$ , el esquema de los deslizamientos permanece igual y la capacidad de carga es incrementada en la cantidad  $N_q q$  (Reissner, 1924), siendo:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} + \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad (33.4)$$

De modo que resulta:

$$N_c = \cot \phi (N_q - 1) \quad (33.5)$$

Si  $\phi = 0$ , las espirales se tornan arcos de círculos y los correspondientes valores de  $N_c$  y  $N_q$  se hacen iguales a  $(2 + \pi)$  y 1, respectivamente. Por tanto, para una zapata situada sobre la superficie del terreno:

$$q_d = (2 + \pi) c = 5,14 c = 2,57 q_u \quad (33.6)$$

en la cual  $c$  es la cohesión no drenada (condición  $\phi = 0$ ) y  $q_u$  la resistencia a la compresión simple. Para  $\phi = 0^\circ$ , el esquema de los deslizamientos y la ecuación 33.6 permanecen válidos incluso cuando el peso del suelo no sea igual a cero.

La mitad derecha de la figura 33.3a muestra la deformación del suelo situado dentro de las zonas de desplazamiento plástico, pudiendo observarse que las zonas III son comprimidas lateralmente. Su superficie se levanta y termina en los costados de la base de la fundación en un borde vivo, que da la impresión de que el suelo hubiese sido punzonado.

Si el suelo no es cohesivo pero posee fricción y peso, el esquema de los deslizamientos está representado por la figura 33.3b. Los límites de las zonas elásticas I son curvas y las dos ramas de las mismas se intersectan en el punto  $d$  con un ángulo de  $90^\circ - \phi$ , mientras los límites  $de$  y  $de_1$  de las zonas II empalman suavemente en  $d$  con los límites de la zona I. En las zonas II las líneas radiales son curvas, mientras que en las zonas III el esquema de los deslizamientos de nuevo corresponde exactamente al que se desarrolla en el estado pasivo de Rankine. No se ha encontrado aún una solución general rigurosa para la capacidad de carga bajo estas condiciones, pero existen soluciones que contemplan casos particulares (Lundgren y Mortensen, 1953).

### **Métodos aproximados para calcular la capacidad de carga de zapatas continuas**

Los suelos reales poseen peso y en general exhiben tanto cohesión como fricción interna. Los planos de apoyo de la mayoría de las zapatas están situados por lo menos a una corta distancia por debajo de la superficie del terreno circundante. No existen métodos rigurosos para computar la capacidad de carga bajo estas circunstancias, pero para propósitos prácticos son suficientes los aproximados.

Cuando se excede la capacidad de carga real de una zapata de fundación, el suelo falla a lo largo de una superficie de rotura similar a la señalada por  $fede_1f_1$  en la figura 33.3. No obstante, es poco probable que la superficie real de rotura coincida con cualquiera de las dibujadas en la figura 33.3 para materiales ideales. En los métodos aproximados se supone que la capacidad de carga se obtiene en general por la suma de tres componentes, que se calculan en forma separada y que representan, respectivamente, las contribuciones de: 1) la cohesión y la fricción de un material sin peso que no lleva sobrecarga; 2) la fricción de un material sin peso que soporta una sobrecarga  $q$  aplicada en la superficie, y 3) la fricción de un material con peso que no soporta sobrecarga. Cada componente se calcula en la hipótesis de que la superficie de los deslizamientos es la que corresponde a sus

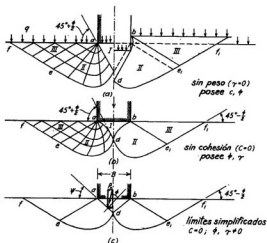


Fig. 33.3. Límites de la zona de equilibrio plástico después de la rotura del suelo situado debajo de una zapata continua.

condiciones específicas, las que difieren entre sí. Se obtienen por tanto superficies de deslizamiento distintas, que a su vez discrepan de la superficie real de rotura que se desarrolla en el material natural. El error es sin embargo pequeño y se inclina hacia el lado seguro.

El valor aproximado de la capacidad de carga está dado por la ecuación:

$$q_d = cN_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (33.7)$$

en la cual  $N_c$  y  $N_q$  son, respectivamente, los factores de capacidad de carga relativos a la cohesión y a la sobrecarga, y pueden ser evaluados con las ecuaciones 33.5 y 33.4. La sobrecarga se halla representada por el peso por unidad de área  $\gamma D_f$  del suelo que rodea la zapata. El factor de capacidad de carga  $N_\gamma$  considera la influencia del peso del suelo. Todos los factores de capacidad de carga son cantidades sin dimensión que dependen solo de  $\phi$ .

Como no hay disponible una solución teórica para evaluar  $N_\gamma$  se usa una aproximada, en la cual los límites curvos  $ad$  y  $bd$  de la zona elástica  $abd$  (fig. 33.3b) se remplaza por líneas rectas (fig. 33.3c) con inclinación  $\psi$  respecto de la horizontal. El peso unitario del suelo es igual a  $\gamma$ . En el momento de la rotura la presión en cada una de las superficies  $ad$  y  $bd$  es igual al empuje pasivo  $P_p$ . Como el deslizamiento se produce a lo largo de estas caras, la resultante de la presión pasiva actúa con un ángulo  $\phi$  respecto de la normal de cada cara. Despreciando el peso del suelo situado dentro de  $abd$ , el equilibrio de la zapata en sentido vertical requiere que:

$$Q = 2 P_p \cos (\psi - \phi)$$

La presión vertical media, correspondiente a la capacidad de carga media, es por tanto:

$$q_v = \frac{Q}{B} = \frac{2P_p}{B} \cos (\psi - \phi) \quad (33.8)$$

El problema se reduce, entonces, a determinar el empuje pasivo  $P_p$  (artículo 32) cuyo punto de aplicación está situado en el tercio inferior de  $ad$ . Introduciendo el símbolo:

$$N_\gamma = \frac{4P_p}{\gamma B^2} \cos (\psi - \phi) \quad (33.9)$$

en la ecuación 33.8 se obtiene:

$$q_v = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (33.10)$$

como tercer término de la ecuación 33.7.

Como el factor de capacidad de carga  $N_\gamma$  es una cantidad sin dimensión y depende solo de  $\phi$ , sus valores pueden calcularse de una vez por todas con los métodos que se explican en el artículo 32, pero, recordando que se desconoce la inclinación  $\psi$ , dichos cálculos deben repetirse para varias inclinaciones  $\psi$  hasta obtener el mínimo de  $N_\gamma$  que corresponde a cada valor de  $\phi$ . Los resultados son conservadores, pero concuerdan bien con los obtenidos para casos particulares con los procedimientos más avanzados (Meyerhof, 1955). Los valores de Meyerhof se representan en el gráfico de la figura 33.4 juntamente con los obtenidos para  $N_c$  y  $N_q$  con las ecuaciones 33.5 y 33.4. El gráfico facilita grandemente el cálculo de la capacidad de carga.

El suelo cede en la forma indicada en la figura 33.3c solo cuando es suficientemente denso o resistente como para que la curva de asentamiento resulte similar a la  $C_1$  de la figura 33.1. En caso contrario, la zapata se hunde en el terreno antes de que el estado de equilibrio plástico se extienda más allá de  $e$  y  $e_1$  (fig. 33.3). La curva de asentamiento no tiene en tal situación un punto definido de rotura y se asemeja a la curva  $C_2$  de la figura 33.1. Se puede en estos casos obtener un valor aproximado de la capacidad de carga  $Q_4$  de una base continua suponiendo que la cohesión y fricción interna del suelo son iguales a dos tercios de los valores que les corresponden en la ecuación de Coulomb, es decir, que:

$$c' = \frac{2}{3} c \quad (33.11a)$$

y

$$\operatorname{tg} \phi' = \frac{2}{3} \operatorname{tg} \phi \quad (33.11b)$$

Si se toma como ángulo de fricción interna a  $\phi'$  en lugar de  $\phi$ , los coeficientes de capacidad de carga adquieren los valores  $N'_c$ ,  $N'_q$  y  $N'_\gamma$  que vienen dados por las curvas punteadas de la figura 75. La capacidad de carga se obtiene entonces de la ecuación:

$$q'_4 = \frac{2}{3} c N'_c + \gamma D_f N'_q + \frac{1}{3} \gamma B N'_\gamma \quad (33.12)$$

Faja cargada, ancho  $B$

Carga por unidad de área de zapata

Rotura por corte general  $q_d = cN_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$

Rotura por corte local  $q_d = \frac{2}{3} cN'_c + \gamma D_f N'_q + \frac{1}{2} \gamma B N'_\gamma$

Zapata cuadrada, ancho  $B$

Carga unitaria  $q_a = 1.2 cN_c + \gamma D_f N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma$



Peso unitario del suelo =  $\gamma$   
Resistencia unitaria al corte  
 $s = c + \sigma \tan \phi$

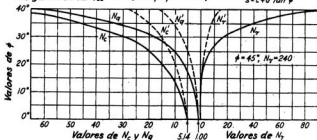


Fig. 33.4. Gráfico que muestra la relación entre  $\phi$  y los coeficientes de capacidad de carga.

La experiencia ha indicado que, aun en el caso de fundaciones cargadas uniformemente, la rotura del suelo siempre se produce por rotación de la zapata, que se hunde inclinándose por una de sus aristas. Este hecho no invalida, empero, el razonamiento precedente; solo demuestra que no existen suelos perfectamente uniformes. Con el incremento de la carga, el asentamiento aumenta mucho más rápidamente en la zona de suelo más débil que en el resto. Debido a la inclinación, el centro de gravedad de la estructura se desplaza hacia la parte más débil y aumenta la presión sobre la misma, mientras que la presión sobre las zonas más resistentes disminuye. Estos hechos, prácticamente, excluyen la posibilidad de una rotura sin que se produzca la rotación de la zapata.

### Capacidad de carga de zapatas de longitud finita

El razonamiento expuesto precedentemente se refiere exclusivamente a las bases o zapatas continuas. Para calcular la capacidad de carga de zapatas aisladas de sección cuadrada o circular solo se han resuelto rigurosamente algunos casos especiales, con soluciones que requieren el uso de procedimientos numéricos. No obstante, sobre la base de estos resultados y recurriendo a experimentos, se ha deducido la siguiente ecuación semiempírica, que proporciona la capacidad de carga  $q_{dr}$  de una zapata circular de radio  $r$  que descansa sobre un suelo denso o resistente:

$$q_{dr} = 1.2cN_c + \gamma D_f N_q + 0.6\gamma r N_\gamma \quad (33.13)$$

En el caso de una zapata cuadrada,  $B \times B$ , situada sobre suelo denso o resistente, dicho valor viene expresado por:

$$q_{ds} = 1,2cN_c + \gamma D_f N_q + 0,4\gamma B N_\gamma \quad (33.14)$$

Los valores de  $N$  vienen dados por las abscisas de las curvas llenas de la figura 33.4.

Cuando prevalece una condición  $\phi = 0$  y el suelo tiene cohesión, la capacidad de carga en la superficie llega a:

$$q_{ds} = q_{ds} + 6,2c = 3,1q_u \quad (33.15)$$

valor que es considerablemente mayor que el de  $q_d = 5,14c$  de la ecuación 33.6. Por otro lado, si  $c = 0$  y  $D_f = 0$ , la capacidad de carga  $q_{ds}$  por unidad de área es considerablemente menor que el  $q_d$  que corresponde a una zapata continua con un ancho igual al diámetro de la zapata circular.

Cuando  $\phi = 0$  y  $c > 0$ , el aumento de capacidad de carga unitaria producida por la sobrecarga  $\gamma D_f$  es íntegramente compensada por el peso del suelo excavado para la construcción de la zapata. Por ello, es conveniente manejarse con la *capacidad de carga neta*:

$$q_{d \text{ neta}} = q_d - \gamma D_f \quad (33.16)$$

En realidad, como la resistencia de la arcilla situada por encima del nivel de apoyo de la zapata no es realmente nula, la capacidad de carga neta aumenta ligeramente con el incremento de  $D_f$ . Para valores de  $D_f/B$  que no excedan de 2,5, Skempton (1951) propuso la siguiente expresión simple para la capacidad de carga neta de una zapata rectangular de ancho  $B$  y longitud  $L$ :

$$q_{d \text{ neta}} = 5c \left( 1 + 0,2 \frac{D_f}{B} \right) \left( 1 + 0,2 \frac{B}{L} \right) \quad (33.17)$$

Resulta evidente que el valor de  $N_c$  se ha redondeado de 5,14 a 5.

Si el suelo es bastante suelto o blando, los valores de  $N$  deben remplazarse por los valores  $N'$ , obtenidos de las curvas punteadas de la figura 33.4, y la cohesión  $c$  por  $c'$  (ecuación 33.11a).

### Problemas

1. Calcule la capacidad de carga por unidad de área de una base continua de 2,40 metros de ancho situada sobre un suelo para el cual  $c = 0,20$  kg por centímetro cuadrado,  $\phi = 17^\circ$  y  $\gamma = 1900$  kg por metro cúbico. La curva de asentamientos se parece a curva  $C_1$  de la figura 33.1, y la relación entre tensión normal y tangencial viene dada por la ecuación  $s = c + p \operatorname{tg} \phi$ . La profundidad de la cota de fundación es 1,80 metros.

Solución: 4,1 kg/cm<sup>2</sup>.

2. Calcule la capacidad de carga por unidad de área de una zapata cuadrada de 3 metros de lado, situada sobre arena densa ( $\phi = 37^\circ$ ), cuando la cota de fundación se encuentra respectivamente a las profundidades de 0, 0,60, 1,50, 3,00 y 4,50 metros. El peso unitario del suelo es igual a 2000 kg por metro cúbico.

Solución: 12; 17; 24; 36; 48 kg/cm<sup>2</sup>.

3. En la superficie de un depósito de arena sin cohesión de peso unitario 1760 kg por metro cúbico se efectuó un ensayo de carga sobre una superficie de  $0,30 \times 0,30$  metros. La curva de asentamientos llegó a una tangente vertical al alcanzar la carga un valor de 1600 kg. Se desea saber cuál es el valor de  $\phi$  de la arena en cuestión.

Solución:  $39^\circ$ .

4. En una arena densa sin cohesión de peso unitario 1800 kg por metro cúbico se efectuó un ensayo de carga utilizando una placa de  $0,30 \times 0,30$  metros colocada dentro de un cajón que estaba rodeado por una sobrecarga de 0,60 metros de suelo. La rotura del suelo se produjo al llegar la carga al valor de 6000 kg. ¿Cuál sería la carga de rotura por unidad de área de una zapata cuadrada de 1,50 metros de largo situada a la misma cota y en el mismo material?

Solución:  $\sim 11 \text{ kg/cm}^2$ .

5. Una estructura fue construida sobre una solera de fundación de  $30 \times 30$  metros. La solera descansaba en la superficie del terreno sobre una capa uniforme de arcilla blanda que se extendía hasta una profundidad de 45 metros y cuando el suelo soportaba una carga uniformemente distribuida de 2,25 kg por centímetro cuadrado se produjo la rotura del mismo. Se desea saber cuál es el valor medio de la cohesión  $c$  de la arcilla. Dada la gran profundidad de la zona de equilibrio plástico se puede despreciar la consolidación de la arcilla producida antes de la rotura y suponer además que  $\phi = 0$ .

Solución:  $0,36 \text{ kg/cm}^2$ .

#### Lecturas seleccionadas

- Meyerhof, G. G. (1951). "The ultimate bearing capacity of foundations", *Geotechnique* 2, págs. 301 a 332. Contiene soluciones teóricas aproximadas para fundaciones profundas y poco profundas complementadas con ensayos sobre modelos.
- Skempton, A. W. (1951). "The bearing capacity of clays", *Proceedings of the British Building Research Congress, I*, págs. 180 a 189. Discusión sobre la condición  $\phi = 0$ ; influencia de la compresibilidad en la capacidad de carga.
- Meyerhof, G. G. (1955). "Influence of roughness of base and groundwater conditions on the ultimate bearing capacity of foundations", *Geotechnique*, 5, págs. 227 a 242. Revisión del artículo de 1951 en vista de acontecimientos posteriores.
- Sokolovski, V. V. (1960). *Statics of soil media*. London, Butterworths, 237 págs. Discusión general de la teoría del equilibrio crítico, con soluciones para problemas diversos de importancia práctica.
- Hansen, J. Brinch (1961). "A general formula for bearing capacity", *Ingenidren*, 5, págs. 38 a 46; también en el Boletín 11, *Danish Geotechnical Institute*. Breve resumen del estado actual de los desarrollos teóricos.

## ART. 34 CAPACIDAD DE CARGA DE PILARES DE FUNDACIÓN Y DE PILOTES

### Definiciones

Se llama pilar de fundación a un elemento esbelto prismático o cilíndrico de mampostería u hormigón que, atravesando un estrato pobre, trasfiere una carga a otro estrato mejor más profundo. Un pilote es, en esencia, un pilar muy esbelto que trasfiere una carga por su extremo inferior a un estrato firme, o bien que lo hace por fricción, repartíendola en el suelo circundante. La relación existente entre la carga que trasmite un pilar o

un pilote y el asentamiento resultante es muy similar a la existente para el caso de zapatas. La curva carga-asentamiento se acerca a una tangente vertical, o bien a una tangente inclinada, como en el caso indicado en la figura 33.1. La definición de *capacidad de carga* para el caso de un pilar o un pilote es idéntica a la dada cuando se trata de la capacidad de carga de las zapatas (artículo 33).

### Capacidad de carga de pilares de fundación cilíndricos

De la carga total que soporta un pilar de fundación una parte se transmite directamente al suelo situado inmediatamente por debajo de su base y la restante se trasfiere a la masa circundante por fricción y adherencia entre la superficie lateral del pilar y el suelo. En el momento de la rotura, la carga que soporta un pilar que ha alcanzado una profundidad  $D_f$  puede expresarse como:

$$Q_d = Q_p + Q_s = q_p A_p + 2\pi r f_s D_f \quad (34.1)$$

en la cual  $q_p$  es la capacidad de carga por unidad área del suelo situado debajo de la base,  $A_p$  el área de la base,  $r$  el radio del pilar cilíndrico y  $f_s$  el valor medio, en el momento de la rotura, de la resultante de la fricción y de la adherencia por unidad del área de contacto entre la superficie lateral del pilar y el suelo. Se lo distingue comúnmente como la *fricción lateral*.

La rotura del suelo situado debajo de la base no se puede producir sin el desplazamiento de por lo menos una parte de la masa en que está embebido, la que efectúa un movimiento hacia afuera o bien hacia afuera y hacia arriba en las direcciones indicadas por las flechas curvas de la figura 34.1. Si el suelo situado dentro del espesor  $D_f$  es apreciablemente mucho más compresible que el situado debajo de la base, los desplazamientos

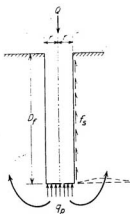


Fig. 34.1. Sección vertical por el centro de pilar de fundación cilíndrico.

producen, dentro del espesor  $D_f$ , tensiones tangenciales despreciables. Como consecuencia, la influencia que ejerce el suelo circundante es idéntica a la que corresponde a una sobrecarga con una intensidad igual a  $\gamma D_f$ . En casos semejantes, los factores de capacidad de carga pueden tomarse directamente de la figura 33.4 y  $q_p$  se puede considerar igual a  $q_{dr}$  o  $q_{ds}$  (ecuaciones 33.13 ó 33.14). Por otro lado, si el suelo es homogéneo, las tensiones tangenciales inducidas en el mismo por encima del nivel de la base, como consecuencia de los desplazamientos mencionados, tienen dos efectos significativos: pueden alterar el diagrama de los deslizamientos en tal forma que los factores de capacidad de carga (fig. 33.4) no resulten más aplicables y, además, pueden alterar la intensidad de la presión vertical en el suelo en correspondencia con la base del pilar. Este último efecto parece ser más importante y debido a esta circunstancia el término  $\gamma D_f N_q$  (ecuaciones 33.13 y 33.14) debe ser remplazado por la expresión  $p_v N_q$  en la cual  $p_v$  es la intensidad real de la presión vertical efectiva en la adyacencia inmediata del pilar, al nivel de la fundación, en el momento en que la rotura de la misma se produce (Vesic, 1963).

En la realidad, el estado de tensiones cerca de la base de un pilar de fundación enterrado profundamente en el momento en que se produce la rotura es muy complejo y todavía no bien comprendido. Experimentos en gran escala realizados con arenas homogéneas (Vesic, 1963, y Kerisel, 1964) han indicado que para valores  $D_f/2r$  mayores de aproximadamente 5, la resistencia  $Q_p$  de la base no aumenta más en proporción directa con la profundidad, según resultaría del término  $\gamma D_f N_q$ , y que, por otro lado, para  $D_f/2r$  mayor de aproximadamente 15, la resistencia de la base permanece aproximadamente constante e independiente de la profundidad  $D_f$ . Estos hallazgos sugieren que para valores de  $D_f/2r$  mayores de aproximadamente 15, la presión  $p_v$  permanece prácticamente constante con el aumento de la profundidad, y depende solamente de  $\phi$ . En arcillas homogéneas, bajo la condición  $\phi = 0$ , la resistencia neta de la base por unidad de área permanece prácticamente constante para valores de  $D_f/2r$  mayores de aproximadamente 4 y puede tomarse igual a  $9c$  (Skempton, 1951).

El segundo término del segundo miembro de la ecuación 34.1 contiene la fricción lateral  $f_s$ . El valor  $f_s$  se considera generalmente como igual a la suma de los dos términos:

$$f_s = c_a + p_h \operatorname{tg} \delta \quad (34.2)$$

en la cual  $c_a$  es la adherencia por unidad de área entre el pilar y el suelo,  $p_h$  es el término medio de la presión horizontal en la superficie vertical en el instante de la rotura y  $\delta$  es el ángulo de fricción entre pilar y suelo. Los valores de  $c_a$  y  $\delta$  pueden en ciertos casos ser determinados aproximadamente por ensayos de laboratorio. No obstante, ambas cantidades dependen, entre otros factores, del método de instalación. Además, el estado de tensiones en la superficie de contacto es desconocido y tan complejo como el que está asociado con la presión vertical  $p_v$ . Por ello,  $f_s$  es comúnmente y con preferencia estimado sobre la base de datos empíricos derivados de observaciones realizadas en el terreno (artículo 57).

### Capacidad de carga de los pilotes

Como los pilotes son esencialmente pilares de fundación esbeltos, su capacidad de carga también puede estimarse con la ecuación 34.1. La cantidad  $Q_p$  se llama resistencia de punta. Si es mucho más grande que  $Q_f$ , el pilote se dice *resistente de punta*. Por el contrario, si  $Q_p$  es relativamente insignificante, se dice que el pilote es un *pilote de fricción*.

La principal diferencia entre pilotes y pilares de fundación estriba en el método que se utiliza para instalarlos. Los pilares se instalan excavando el suelo, mientras que los pilotes, constituidos generalmente por cuerpos sólidos o por camisas cilíndricas cerradas en su extremo inferior, se hincan desplazando el suelo que atraviesan. Ocasionalmente, la hincas se facilita removiendo parte del suelo que ha de desplazar el pilote por medio de una inyección de agua o bien haciendo una perforación guía, pero el volumen de suelo retirado con estos procedimientos es, comúnmente, pequeño en comparación con el volumen de los pilotes.

Cuando los pilotes se hincan a través de un material compresible hasta alcanzar un basamento firme, utilizando la ecuación 33.13 puede obtenerse el límite inferior de la resistencia de punta  $Q_p$  de los pilotes de sección circular, y con la ecuación 33.14, la de los pilotes de sección cuadrada. En cambio, si los pilotes se instalan dentro de una masa de material no cohesivo homogéneo que se extiende por debajo de su punta, las ecuaciones 33.13 y 33.14 pueden sobreestimar la resistencia de punta, como se deduce de lo explicado en el apartado anterior. La capacidad de carga de los pilotes resistentes por fricción depende de la fricción  $f_s$  entre pilote y suelo (véase ecuación 34.1) cuya determinación mediante ensayos de laboratorio es aún más imprecisa que tratándose de pilares, ya que el cálculo de las tensiones producidas por el desplazamiento parcial o total del suelo durante la hincas del pilote se halla fuera de las posibilidades del análisis matemático. Por ello, la capacidad de carga  $Q_d$  de los pilotes resistentes por fricción puede determinarse solo por medio de ensayos de carga en el terreno, o bien, en forma menos exacta, en función de valores empíricos de  $f_s$ , como los que se dan para los principales tipos de suelos en el artículo 56. En aquellas ciudades donde se usan extensamente pilotes resistentes por fricción, los valores de  $f_s$  derivados de la experiencia local son comúnmente bastante buenos.

### Fórmulas de hincas

La capacidad de carga  $Q_d$  de un pilote resistente de punta puede, bajo ciertas circunstancias (ver artículo 56), ser aproximadamente igual a la resistencia  $Q_{dv}$  del suelo contra la penetración rápida del pilote bajo el efecto del impacto del martillo del martinete. Existe al menos una posibilidad teórica de estimar  $Q_{dv}$ , llamada *resistencia dinámica del pilote*, en función de la penetración media  $S$  del mismo bajo el efecto de los últimos golpes, siempre que el peso  $W_H$  del martillo y su altura de caída  $H$  sean

conocidos. Esta posibilidad se ha traducido en muchos esfuerzos para calcular la capacidad de carga por medio de la información así obtenida, esfuerzos que han dado como resultado las llamadas *fórmulas de hincá*. En lo que sigue, se estudian los conceptos fundamentales en que están basadas dichas fórmulas.

El trabajo que ejecuta el martillo al caer es igual a  $W_R H$ , y el que se requiere para hacer penetrar el pilote en una longitud  $S$  contra una resistencia  $Q_{dy}$  es igual a  $Q_{dy} S$ . Si todo el trabajo ejecutado por la caída del martillo sirviera para aumentar la penetración del pilote, se podría escribir:

$$W_R H = Q_{dy} S$$

de donde:

$$Q_{dy} = \frac{W_R H}{S}$$

Esta es la fórmula de Sanders, publicada en 1850. Los valores que se obtienen con la misma son excesivos, pues parte de la energía del martillo es convertida en calor y absorbida por deformaciones elásticas.

Cuando se supone que todas las deformaciones y las pérdidas de energía se producen simultáneamente con la aplicación de golpe de martillo, es decir, cuando se ignora la existencia de ondas de tensión en el pilote, se puede escribir:

$$W_R H = Q_{dy} S + \Delta \quad (34.3)$$

en la cual  $\Delta$  representa la energía perdida y no disponible para causar la penetración del pilote. Si no se produjese penetración alguna y toda la energía de hincá se consumiese en compresión elástica de pilote, la energía gastada sería:

$$W_R H = \frac{1}{2} Q_{dy} S_e$$

en la cual  $S_e$  es la compresión elástica del pilote. Teniendo en cuenta que:

$$S_e = \frac{Q_{dy} L}{A E}$$

resulta:

$$S_e = \sqrt{\frac{2 W_R H L}{A E}} \quad (34.4)$$

Si se supone que la pérdida de energía está constituida solamente por la deformación elástica del pilote y que además no es influenciada por la penetración de su punta, la ecuación 34.3 se transforma en la siguiente:

$$W_R H = Q_{dy} S + Q_{dy} \frac{S_e}{2} = Q_{dy} \left( S + \frac{S_e}{2} \right)$$

de donde resulta:

$$Q_{dy} = \frac{W_R H}{S + \frac{1}{2} S_e} \quad (34.5)$$

Esta expresión se conoce como la fórmula danesa y los estudios estadísticos realizados con la misma muestran que debe utilizarse con un factor de seguridad igual a 3 (Sörensen y Hansen, 1957)\*.

Se han hecho numerosos intentos para tomar en cuenta las restantes pérdidas de energía. Algunos de ellos han dado como resultados expresiones y procedimientos muy complicados. No obstante, teniendo en cuenta que los métodos basados en la ecuación 34.3 son fundamentalmente erróneos debido a que ignoran los aspectos dinámicos del fenómeno (Cummings, 1940), las fórmulas complicadas no poseen ninguna de las ventajas inherentes a las simples. Los méritos relativos y la confiabilidad de cualquier fórmula de hinca solo pueden ser juzgados a base de comparaciones con resultados de ensayo de carga.

La fórmula danesa posee el mérito de la simplicidad y se ha encontrado que es de confiar para un amplio rango de condiciones (Agershou, 1962). Janbu (1953) propuso una forma ligeramente más refinada para la fórmula danesa, haciendo intervenir un ajuste semiempírico que permita tener en cuenta las variaciones en la relación  $W_p/W_H$  de los pesos del pilote y de la masa del martinete que produce su energía\*\*. Se puede expresar de la siguiente manera:

$$Q_{dy} = \frac{1}{K_u} \frac{W_H H}{S} \quad (34.6)$$

donde:

$$K_u = C_d \left[ 1 + \sqrt{1 + \frac{1}{2C_d} \frac{S_e^2}{S^2}} \right] \quad (34.7)$$

\* En la Argentina y otros países de habla hispana y portuguesa se utiliza mucho la llamada fórmula holandesa de expresión:

$$Q_{dy} = \frac{W_H H}{S (W_H + P)}$$

en la cual  $P$  es el peso del pilote.

Esta fórmula se deriva suponiendo que el término  $\Delta$  de la ecuación 34.3 está constituido únicamente por las pérdidas calculadas con la teoría de Newton para el choque anelástico. Véase, por ejemplo, Código de Edificación de la Ciudad de Buenos Aires, pág. 382. Para martillos Diesel o de doble efecto la fórmula se escribe:

$$Q_{dy} = \frac{E}{s} \frac{W_H}{W_H + L}$$

en la cual  $E$  = energía del martillo. La fórmula se aplica usualmente con un coeficiente de seguridad de tres (*N. del T.*).

\*\* Las fórmulas de hinca analizadas son válidas para martillos en los cuales la energía proporcionada al pilote está dada por un peso  $W_H$  que cae más o menos libremente desde una altura  $H$ , como ocurre en los martillos de caída libre o en los de vapor a simple efecto, si se desprecia en este último caso el freno que produce el escape de vapor. Por ello, cuando se utilizan martillos de doble efecto o martillos Diesel, que proveen una energía mayor por la acción acelerante de la velocidad de la masa que golpea producida por la presión de vapor en la cabeza superior de la misma, en el primer caso, o por la presión originada por la explosión del combustible en el segundo, para usar las fórmulas hay que sustituir  $W_H H$  por la energía entregada por el martillo a la cabeza del pilote, como lo señala la fórmula de la anterior nota del traductor. (*N. del T.*)

en la ecuación 34.7 el coeficiente empírico:

$$C_d = 0,75 + 0,15 \frac{W_p}{W_H} \quad (34.8)$$

Estudios estadísticos (artículo 56) indican que la fórmula de Janbu debe ser usada con un factor de seguridad de 3 y que el coeficiente real de seguridad es probable que no sea menor de 1,75 ni mayor de 4,4 (Flaate, 1964).

La fórmula *Engineering News* (Wellington, 1888), ampliamente usada en Norteamérica, es similar en forma a la ecuación 34.5 excepto que el término que contiene la compresión elástica del pilote se reemplaza por la constante  $c$ , de modo que:

$$Q_{dy} = \frac{W_H H}{S + c}$$

Wellington consideró la cantidad  $c$  como una penetración adicional de la punta del pilote, que se hubiese producido en caso de no existir pérdidas. Lo evaluó en base a los datos empíricos que pudo tener a su disposición y concluyó que  $c$  es aproximadamente igual a 2,5 cm para pilotes hincados con un martillo de caída libre y 0,25 cm para pilotes hincados con un martillo a vapor. Como se dio cuenta de que esta estimación encerraba mucha incertidumbre, propuso que la capacidad de carga admisible  $Q_a$  por pilote no excediese  $1/6$  de la calculada como carga de rotura  $Q_{dy}$ . De esta forma obtuvo:

$$Q_a = \frac{1}{6} Q_{dy} = \frac{12}{6} \frac{W_H H}{S + c} = \frac{2W_H H}{S + c} \quad (34.9)$$

Esta fórmula se la conoce como *Engineering News*.

Los estudios realizados para evaluar el grado de exactitud de la ecuación 34.9 (Agershou, 1962; Flaate, 1964) han demostrado conclusivamente que no hay ninguna relación satisfactoria entre la capacidad de los pilotes determinada por ensayo de carga y la calculada con la ecuación 34.9. Por cada 100 pilotes ensayados hay 2 cuya capacidad de carga puede ser menor de 1,2 ó más de 30 veces el valor calculado con la fórmula en la hipótesis de un coeficiente de seguridad 6. No hay manera de predecir para un pilote dado cuál va a ser su capacidad de carga real dentro de este rango. En vista de esta situación, el uso de la fórmula *Engineering News* no puede ya justificarse más\*.

Un método fundamentalmente más satisfactorio para el desarrollo de fórmulas de hincas es la adaptación de la teoría del impacto longitudinal de barras (Glanville y otros, 1938; Smith, 1960; Sörensen y Hansen, 1957). Los cálculos son complejos y no pueden aún ser condensados en relaciones suficientemente simples para uso práctico. Además, no se han establecido

\* Por otro lado, la fórmula *Engineering News* penaliza fuertemente, de una manera arbitraria, sin razón aparente, el martillo de caída libre, frente al de vapor, asignando a la pérdida de energía un valor diez veces superior en el primer caso, lo que conduce ocasionalmente a resultados absurdos (N. del T.).

todavía las limitaciones del procedimiento por medio de comparaciones suficientes entre las capacidades de carga predichas y medidas. Por ello, por ahora, el proyectista de una fundación con pilotes resistentes de punta debe elegir entre varias alternativas. Puede usar una de las fórmulas dinámicas menos objetables, tal como la danesa o la de Janbu, a riesgo de hincar dos o tres veces más pilotes de los que la fundación requiere; puede estimar la resistencia de punta en base a una fórmula estática (ecuación 34.1) a riesgo de sobreestimar la capacidad, particularmente si los pilotes son largos y están embebidos en arena densa, o bien recurrir al gasto de hacer ensayos de carga en el terreno sobre pilotes de tamaño natural. La última alternativa suele involucrar procedimientos especiales para permitir la evaluación de la resistencia de punta separadamente de la fricción lateral (artículo 56). La justificación de los ensayos de carga depende del tiempo disponible y de la relación entre el costo de los ensayos y el del total de la fundación\*.

### Problemas

1. Un pilote de hormigón armado de  $0,40 \times 0,40$  metros de sección transversal fue hincado hasta penetrar 75 centímetros dentro de un estrato de arena densa, después de haber atravesado un depósito de 20 metros de espesor constituido por arena fina suelta y por arcilla blanda. El nivel de la napa freática estaba situado muy cerca de la superficie del terreno natural. La arena suelta y la arcilla blanda tenían un peso unitario sumergido de 750 kg por metro cúbico, y el ángulo de fricción interna de la arena densa sumergida era igual a  $35^\circ$ . Calcule la resistencia de punta del pilote.

*Solución:* 104 toneladas. Al efectuar en el lugar un ensayo de carga sobre un pilote real, seguido de un ensayo de arranque del mismo para determinar la resistencia de fricción, se comprobó que la resistencia de punta era igual a 105 toneladas.

2. El pilote a que se refiere el problema anterior fue hincado por medio de un martinete de vapor, cuyo martillo tenía un peso  $W_x = 3,65$  toneladas y una caída  $H = 0,60$  metros. La penetración del pilote, por el efecto del último golpe, fue de 0,14 centímetros. Según la fórmula del Engineering News, ¿cuál sería la capacidad de carga del pilote?

*Solución:* 562 toneladas. Según el ensayo de carga, la capacidad de carga real del pilote, igual a la suma de resistencia de punta (105 toneladas), más la resistencia de fricción (100 toneladas), fue igual a 205 toneladas.

3. En otro punto del área ocupada por la estructura del problema 1 se hincó un pilote de prueba. Las condiciones del suelo eran idénticas a las anteriores, con la única

\* La práctica generalizada en la Argentina consiste en realizar un estudio de suelos que permita efectuar un cálculo estático de la capacidad de carga. Poco se confía en las fórmulas de hincas, las que generalmente se utilizan solo como un medio para obtener cierta uniformidad relativa en la penetración y en el rechazo de cada uno de los pilotes de una obra dada, según su capacidad de carga. Con frecuencia se complementan estas determinaciones con ensayos de carga de compresión y de tracción a fin de derivar la resistencia de punta y la de fricción. Así, el nuevo Código de la Edificación de la ciudad de Buenos Aires dice:

"La profundidad a alcanzar con la punta de los pilotes será determinada en función del estudio de suelo, las características de los pilotes a usar y de la carga a resistir. Será controlada en obra mediante la obtención de un rechazo adecuado resultante del perfil del suelo. Para pilotes cuya punta penetre dentro de suelos no cohesivos, este rechazo podrá determinarse utilizando la siguiente fórmula de hincas": (Véase N. del T. pág. 228. Para pilotes cuya punta penetra en suelos cohesivos el código no contempla el cálculo del rechazo con una fórmula de hincas (N. del T.).

diferencia de que la arena encontrada a 20 metros de profundidad estaba aquí en estado suelto ( $\phi = 30^\circ$ ). Calcule la resistencia de punta del pilote.

**Solución:** 19,5 toneladas. (No se efectuó ningún ensayo de carga, ya que el pilote penetraba tan fácilmente en la arena, bajo el efecto de los golpes del martillo, que se decidió cambiar el tipo de fundación en toda el área ocupada por la arena suelta.)

4. El pilote del problema 1 tenía 21 m de longitud y su módulo de elasticidad era de 250.000 kg/cm<sup>2</sup>. ¿Cuál sería su capacidad de carga según la fórmula holandesa y la fórmula de Janbu?

**Solución:** 260 toneladas; 190 toneladas.

#### Lecturas seleccionadas

Uno de los clásicos de la mecánica de suelos es "Dynamic pile driving formulas" de Cummings, A. E. (1940): *Journal Boston Society of Civil Engineers*, 1940, 27, págs. 6-27. Publicado también en *Contributions to soil mechanics 1925-1940*, Boston Society of Civil Engineers 1940, págs. 392-413.

## ART. 35 ESTABILIDAD DE TALUDES

### Introducción

Se denomina *deslizamiento* a la rotura y al desplazamiento del suelo situado debajo de un talud, que origina un movimiento hacia abajo y hacia afuera de toda la masa que participa en el mismo.

Los deslizamientos pueden producirse casi de todas las maneras concebibles: lenta o rápidamente, con o sin provocación aparente. Generalmente se producen como consecuencia de excavaciones o socavaciones en el pie de un talud. Hay casos, sin embargo, en que son originados por la desintegración gradual de la estructura del suelo, desintegración que, iniciándose en fisuras capilares, termina por dividir la masa de suelo en fragmentos angulares. En otros casos se producen como consecuencia del aumento de la presión del agua que llevan algunas capas excepcionalmente permeables, o bien por efecto de choques que licúan el suelo situado debajo del talud (artículo 49). Dada la extraordinaria variedad de factores y de procesos que pueden ser causantes del origen de los deslizamientos, como regla general, la estabilidad de los taludes no puede determinarse por medio de análisis teóricos. Los cálculos de estabilidad basados en los resultados de ensayos de suelos merecen confianza solo cuando las condiciones especificadas en las diferentes secciones de este artículo son satisfechas estrictamente. Pero aun en este caso debe siempre recordarse que la presencia en el subsuelo de discontinuidades no reveladas por las perforaciones, como ser sistemas de fisuras capilares, residuos de viejas superficies de deslizamiento, o delgadas lentes de arena acuífera, pueden invalidar por completo los resultados de los cálculos.

### Taludes en arena seca sin cohesión

Un talud en arena limpia es estable, cualquiera sea su altura, siempre que el ángulo  $\beta$  entre el talud y la horizontal sea igual o menor que el ángulo de fricción interna  $\phi$  de la arena en estado suelto. El coeficiente de

seguridad del talud con respecto a su deslizamiento puede expresarse por la relación:

$$F = \frac{\operatorname{tg} \phi}{\operatorname{tg} \beta} \quad (35.1)$$

Cualquiera sea su altura, la existencia de taludes con ángulos de inclinación mayores de  $\phi$  es una imposibilidad en caso de arenas limpias.

Como muy pocos suelos naturales son absolutamente no cohesivos, en lo que resta de este artículo solo se tratan taludes en suelos cohesivos.

### **Características generales de los deslizamientos en suelos cohesivos homogéneos**

Un suelo cohesivo cuya resistencia al corte viene expresada por la ecuación:

$$s = c + p \operatorname{tg} \phi$$

puede permanecer estable con un talud vertical, aunque solo sea por cierto tiempo, siempre que la altura del mismo sea algo menor de  $H_c$  (ecuación 28.11). Si la altura sobrepasa  $H_c$ , el talud no es estable, a menos que su ángulo  $\beta$  sea menor de  $90^\circ$ . Cuanto mayor sea la altura, tanto menor debe ser el ángulo  $\beta$  hasta que, para una altura muy grande comparada con  $H_c$ , el talud es inestable, a menos que el ángulo  $\beta$  sea igual o menor que  $\phi$ .

La rotura de un talud en material cohesivo va comúnmente precedida de la formación de grietas de tracción, que se producen detrás del borde superior del mismo, en la forma en que lo indica la figura 35.1. La fuerza que produce las grietas, en el caso de un talud vertical, es la representada por el triángulo  $ace$  de la figura 28.3b. La formación de grietas es, tarde o temprano, seguida de un deslizamiento a lo largo de una superficie curva, como la indicada en línea llena en la figura 35.1. Generalmente, la superficie de deslizamiento tiene su máxima curvatura en la parte superior, la mínima en el centro, y una curvatura intermedia en su extremo inferior. La curva, por lo tanto, se acerca a un arco de elipse.

Cuando la rotura se produce a lo largo de una superficie de deslizamiento que intercepta al talud en su pie, o más arriba (véase figura 35.2a), el deslizamiento se conoce como una *rotura por el talud*. Si por el contrario,

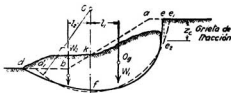


Fig. 35.1. Deformación que se produce con la rotura de un talud.



forma que satisfaga la seguridad requerida. Resulta obvio que este método es utilizable solo en los casos en que las condiciones del suelo permiten determinar  $s$  con cierta exactitud por medio de ensayos adecuados.

**Cálculo de la resistencia al corte partiendo de los datos que se obtienen de deslizamientos ocurridos**

El método que se utiliza para determinar la resistencia media al corte de los suelos, en función de los datos que se pueden obtener de deslizamientos ocurridos, viene ilustrado por la figura 35.1. Por medio de mediciones en el terreno, se obtiene la profundidad  $z_c$  de las fisuras de tracción y la forma de la superficie de deslizamiento. La línea de deslizamiento se sustituye luego por un arco de círculo de radio  $r$  y de centro  $O$ . El equilibrio requiere que:

$$W_1 l_1 = W_2 l_2 + sr \widehat{d_1 e_2}$$

de donde:

$$s = \frac{W_1 l_1 - W_2 l_2}{r \widehat{d_1 e_2}}$$

$W_1$  es el peso de la masa de suelo  $akfe$ , que tiende a producir la rotura, y  $W_2$  el peso de la masa  $kbd_1f$ , que tiende a resistirla.

Si la forma de la superficie de deslizamiento no puede sustituirse, aun en forma aproximada, por un círculo, el procedimiento a seguir debe modificarse de acuerdo con lo que se indica bajo el subtítulo de superficies de deslizamiento compuestas.

**Procedimiento para determinar la estabilidad de taludes**

Cuando se debe investigar si un talud dado en un suelo de resistencia conocida es estable se necesita determinar el diámetro y la posición del círculo que representa la superficie por donde se va a producir el deslizamiento. Este círculo, conocido como *círculo crítico*, debe satisfacer la condición de que la relación entre la resistencia al corte del suelo a lo largo de la superficie de deslizamiento y las fuerzas tangenciales que tienden a producirlo constituye un mínimo. La investigación, por lo tanto, pertenece a la categoría de los problemas de máximos y mínimos ejemplarizados por la teoría de Coulomb (artículo 30) y la del empuje pasivo (artículo 32).

Una vez determinados el diámetro y la posición del círculo crítico, el coeficiente de seguridad  $F$  con respecto a rotura se calcula con la relación (véase figura 35.1):

$$F = \frac{sr \widehat{d_1 e_2}}{W_1 l_1 - W_2 l_2} \quad (35.2)$$

donde  $r$  es el radio del círculo crítico y  $d_1 e_2$  la longitud de la superficie de deslizamiento.

A semejanza con el empuje pasivo, la estabilidad de un talud se investiga por tanteos, salvo en casos simples en que puede determinarse por métodos analíticos. Cuando se procede por tanteos, se eligen varios círculos como probables superficies potenciales de deslizamiento. Para cada círculo se determina  $F$  (ecuación 35.2). Su mínimo valor representa el coeficiente de seguridad con respecto al deslizamiento, y su círculo, el círculo crítico.

Las soluciones analíticas se pueden utilizar solo excepcionalmente para calcular el coeficiente de seguridad, debido a que están basadas en hipótesis muy simplificadoras. Son muy útiles, sin embargo, como guías para estimar la posición del centro del círculo crítico y determinar el tipo probable de rotura. Sirven, además, para juzgar si un talud dado es tan seguro que no deja duda, si está en el caso contrario y resulta evidente que es inseguro, o bien si se trata de un caso dudoso. Si se trata de un caso dudoso, debe calcularse el coeficiente de seguridad con el procedimiento que se termina de describir.

Las soluciones analíticas están basadas en las hipótesis siguientes. Hasta cierta profundidad por debajo del pie del talud, el suelo es perfectamente uniforme. A esta profundidad, el suelo descansa sobre un estrato más resistente, llamado la *base firme*, que no es penetrado por la superficie de deslizamiento. Se supone que el talud es plano y que se halla situado entre dos superficies planas horizontales, en la forma en que lo indica la figura 35.2. Finalmente, se desprecia el debilitamiento que originan las fisuras de tracción, ya que el mismo es más que compensado por el margen de seguridad usual. Las secciones que siguen contienen un resumen de estas soluciones.

### Taludes en arcilla blanda

La resistencia unitaria media al corte  $s$  de la superficie potencial de deslizamiento en una arcilla blanda homogénea saturada bajo condiciones no drenadas ( $\phi = 0$ ) (artículo 18) es aproximadamente igual a un medio de la resistencia a la compresión simple  $q_u$  de la arcilla. Este valor, por razones de brevedad, se denominará la cohesión  $c$ . Es decir:

$$s = 1/2 q_u = c \quad (18.5)$$

Conocido  $c$ , la altura crítica  $H_c$  de un talud con ángulo de inclinación  $\beta$ , puede expresarse por la ecuación:

$$H_c = N_s \frac{c}{\gamma} \quad (35.3)$$

En esta ecuación, el *coeficiente de estabilidad*  $N_s$  es un número sin dimensión cuyo valor depende solo del ángulo  $\beta$  del talud y del *factor de profundidad*  $n_d$  (fig. 35.2b), que expresa la profundidad a que la arcilla descansa sobre una base firme. Si se produce una rotura por el talud, el círculo crítico generalmente es un *círculo de pie*, que pasa por el pie  $b$  del talud (fig. 35.2a), excepto cuando la base firme está situada muy cerca del pie  $b$ , en cuyo caso puede producirse por un *círculo de talud*, tangente

a la base firme y que intercepta el talud por encima de  $b$ . Este tipo de rotura no está indicado en la figura 35.2. Cuando se produce una rotura por la base, el círculo crítico se denomina *círculo del punto medio*, debido a que su centro está situado sobre una recta vertical que pasa por el punto medio  $m$  del talud (figura 35.2b). El círculo del punto medio es tangente a la base firme.

El tipo y la posición del círculo crítico a lo largo del cual se produce la rotura dependen del ángulo  $\beta$  del talud y del factor de profundidad  $n_d$ . La figura 35.3 contiene una síntesis de los resultados obtenidos al respecto por medio de investigaciones teóricas. Según esta figura, la rotura de todos los taludes con un ángulo mayor de  $53^\circ$  se produce por un círculo de pie. Si  $\beta$  es menor de  $53^\circ$ , el tipo de rotura depende del valor del factor de profundidad  $n_d$  y, para valores bajos de  $n_d$ , también del ángulo  $\beta$  del talud. Si  $n_d$  es igual a 1, la rotura se produce por un círculo de talud y, si  $n_d$  es mayor de 4, el talud se desliza por un círculo del punto medio, tangente a la base firme, cualquiera sea el valor de  $\beta$ . Cuando  $n_d$  tiene un valor intermedio entre uno y 4, la rotura se produce por un círculo de talud si el punto que representa los valores de  $n_d$  y  $\beta$  se halla por encima del área sombreada de la figura 35.3. Si el punto se halla dentro del área sombreada,

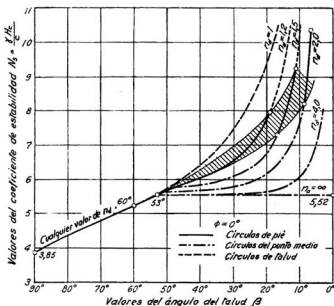


Fig. 35.3. Relación para material sin fricción entre el ángulo del talud  $\beta$  y el coeficiente estabilidad  $N_s$  para diferentes valores del factor de profundidad  $n_d$ . (Según D. W. Taylor, 1937).

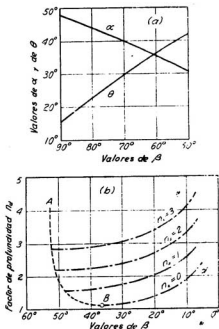


Fig. 35.4. (a) Relación entre el ángulo del talud  $\beta$  y los parámetros  $\alpha$  y  $\theta$  para ubicar el círculo crítico de pie cuando  $\beta$  es mayor de  $53^\circ$ ; (b) relación entre el ángulo  $\beta$  del talud y el factor de profundidad  $n_d$  para varios valores del parámetro  $n_x$ . (Según W. Fellenius, 1927.)

el círculo crítico es un círculo de pie. Por último, si el punto se encuentra por debajo de dicha área, el talud rompe por un círculo del punto medio tangente a la base firme.

Dados los valores del ángulo  $\beta$  del talud y del factor de profundidad  $n_d$ , el coeficiente de estabilidad  $N_s$  (ecuación 35.3) puede obtenerse sin cálculo alguno utilizando la figura 35.3. El valor de  $N_s$  determina la altura crítica  $H_c$  del talud.

Cuando la rotura se produce por un círculo de pie, el centro del círculo crítico puede determinarse trazando los ángulos  $\alpha$  y  $2\theta$ , en la forma que lo indica la figura 35.2a. Los valores de  $\alpha$  y  $\theta$  para diferentes ángulos  $\beta$  del talud pueden obtenerse de la figura 35.4a. Cuando la rotura se produce por un círculo del punto medio tangente a la base firme, la posición del círculo crítico viene determinada por la distancia horizontal  $n_x H$  que va del pie del talud al círculo (véase figura 35.2b). Los valores de  $n_x$ , para distintos valores de  $\beta$  y  $n_d$ , pueden obtenerse del gráfico de la figura 35.4b.

Si la arcilla situada debajo de un talud consta de varias capas con dife-

rentes cohesiones medias  $c_1$ ,  $c_2$ , etcétera, o si la superficie de terreno es irregular (véase figura 35.5), el centro del círculo crítico debe determinarse por tanteos. Resulta obvio que la mayor parte de la superficie real de deslizamiento estará situada dentro del estrato más blando, de modo que los círculos de tanteo deben satisfacer esta condición. Si una de las capas superiores es relativamente blanda, la presencia de la base firme a cierta profundidad puede no influir en el problema, ya que la parte más profunda de la superficie de deslizamiento se sitúa enteramente dentro del estrato más blando. Si, por ejemplo, la cohesión  $c_2$  del segundo estrato de la figura 35.5 es mucho menor que la cohesión  $c_3$  del estrato inferior, el círculo crítico se torna tangente al borde superior del tercer estrato en lugar de serlo a la base firme.

Para cada círculo de tanteo se calcula la tensión de corte media  $t$  que debe actuar a lo largo de la superficie de deslizamiento para poder balancear la diferencia entre el momento de deslizamiento  $W_1l_1$  y el momento resistente  $W_2l_2$ . El valor de  $t$  es igual a:

$$t = \frac{W_1l_1 - W_2l_2}{r \widehat{ab}}$$

En base a los valores  $c_1$ ,  $c_2$ ,  $c_3$ , etcétera, conocidos, se calcula el valor medio de la cohesión  $c$  del suelo a lo largo de la superficie de deslizamiento. El coeficiente de seguridad contra el deslizamiento es entonces:

$$F = \frac{c}{t} \quad (35.4)$$

El valor de  $F$  se anota en el centro del círculo.

En la misma forma y adoptando varios círculos de deslizamiento de tanteo se determinan otros valores de  $F$  que se anotan en los centros de sus círculos respectivos. Se trazan luego curvas de nivel de iguales valores de  $F$  (véase figura 35.5), las que pueden considerarse como las curvas de nivel de una depresión. El centro del círculo crítico se halla en el fondo de la depresión, y  $F_{\min}$  es el coeficiente de seguridad del talud con respecto a rotura.

Si no resulta evidente cuál de las dos capas distintas constituye la base firme, para definir el círculo crítico, se debe proceder por tanteos considerando separadamente cada posibilidad para determinar el respectivo  $F_{\min}$ . El menor de los dos valores corresponde a la base firme que controla la rotura y es el coeficiente de seguridad del talud.

### ***Taludes en suelos con cohesión y fricción interna***

Si la resistencia al corte del suelo puede expresarse aproximadamente con la ecuación:

$$s = c + p \operatorname{tg} \phi$$

la estabilidad de sus taludes es analizable con el procedimiento que ilustra la figura 35.6a. Las fuerzas que actúan sobre la masa en deslizamiento son:

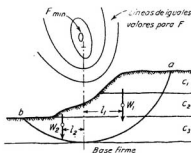


Fig. 35.5. Rotura por la base en suelo cohesivo estratificado.

su peso  $W$ , la resultante  $C$  de las fuerzas de cohesión y la resultante  $F$  de las fuerzas normales y de fricción que se desarrollan a lo largo de la superficie de deslizamiento. La resultante  $C$  de la cohesión es paralela a la cuerda  $de$  e igual a la cohesión unitaria  $c$  multiplicada por la longitud  $L$  de la cuerda. La distancia  $x$  que media entre el centro de rotación y  $C$  se determina con la condición:

$$Cx = cLx = c \widehat{de} r$$

donde:

$$x = \widehat{de} r/L$$

La fuerza  $C$  es, por lo tanto, conocida. El peso  $W$  también es conocido. Como las fuerzas,  $C$ ,  $W$  y  $F$  están en equilibrio, la fuerza  $F$  debe pasar por el punto de intersección de  $W$  y  $C$ , es decir, que la magnitud y posición de  $F$  pueden determinarse construyendo un polígono de fuerzas.

Si el coeficiente de seguridad es igual a uno, el talud está en el límite del equilibrio. En esta condición cada reacción elemental  $dF$  de la figura 35.6a debe formar un ángulo  $\phi$  con respecto a la normal al círculo de deslizamiento y ser, por lo tanto, tangente a un círculo, llamado *círculo de fricción*, cuyo radio es igual a:

$$r_f = r \sin \phi$$

y que tiene su centro coincidente con el centro del círculo de deslizamiento. La línea de acción de la reacción resultante  $F$  es tangente a un círculo de radio algo mayor que  $r_f$ , pero, como una aproximación conveniente, se supone que, para un coeficiente de seguridad igual a la unidad, la resultante  $F$  es también tangente al círculo de fricción. El error que se introduce es pequeño y se halla del lado de la seguridad.

Para un valor dado de  $\phi$ , la altura crítica del talud que rompe por un círculo de pie viene expresada por la ecuación:

$$H_c = N_s \frac{c}{\gamma}$$

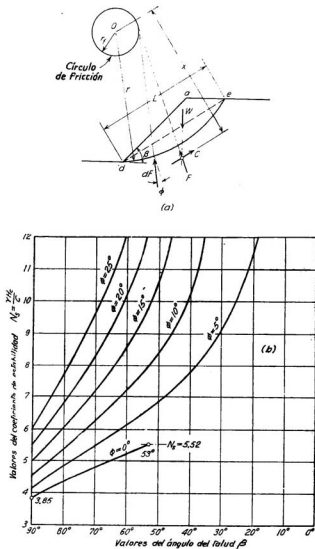


Fig. 35.6. Rotura de taludes en materiales que tienen cohesión y fricción; (a) diagrama que ilustra el método del círculo de fricción; (b) relación entre el ángulo  $\beta$  del talud y el coeficiente de estabilidad  $N_s$  para varios valores de  $\phi$  (Según D. W. Taylor, 1937).

que es idéntica a la 35.3, excepto de que  $N_s$  no solo depende de  $\beta$  sino que también de  $\phi$ . La figura 35.6b indica la relación entre  $\beta$  y  $N_s$  para distintos valores de  $\phi$ . Para un valor dado del ángulo  $\beta$  del talud,  $N_s$  aumenta primero lentamente y luego más rápidamente con el incremento de  $\phi$ . Cuando  $\beta = \phi$ ,  $N_s$  se hace infinito.

Todos los puntos situados sobre las curvas de la figura 35.6b corresponden a roturas por círculos de pie, ya que la teoría ha demostrado que la posibilidad de una rotura por la base no existe, a menos que el valor de  $\phi$  sea menor de aproximadamente  $3^\circ$ . Por ello, si en un suelo bastante homogéneo se ha producido un deslizamiento por la base, puede concluirse que el valor de  $\phi$  del suelo, medido en términos de tensiones totales en el momento de la rotura, era cercano a cero.

### Taludes irregulares en suelos no uniformes

Si el talud tiene una superficie irregular de modo que no puede ser representado por una línea recta, o si existe la posibilidad de que la superficie de deslizamiento pase a través de varios materiales con diferentes valores de  $c$  y  $\phi$ , la estabilidad se puede analizar convenientemente utilizando el *método de las fajas*. De acuerdo con este procedimiento se elige un círculo tentativo (fig. 35.7a) y la masa deslizante se subdivide en un número de fajas verticales 1, 2, 3, etc. Cada faja, como la N<sup>o</sup> 2 indicada en la figura 35.7b, está solicitada por su propio peso  $W$  y por las fuerzas de corte  $T$  y normales  $E$  en sus caras laterales y por un conjunto de fuerzas en su base, las que incluyen la fuerza de corte  $S$  y la fuerza normal  $P$ . Las fuerzas que actúan en cada faja, como las que solicitan el conjunto de la masa, deben satisfacer las condiciones de equilibrio. No obstante, dado que las fuerzas  $T$  y  $E$  dependen de la deformación y de las características tensión-

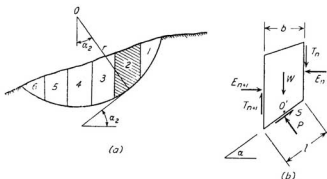


Fig. 35.7. Método de las fajas para investigar las condiciones de equilibrio de taludes situados encima del nivel freático. (a) Relaciones geométricas para una superficie de deslizamiento circular; (b) fuerzas que actúan sobre una faja típica, como la 2 en (a).

deformación del material que desliza, no pueden ser evaluadas rigurosamente, aunque sí aproximadamente con suficiente exactitud para propósitos prácticos.

La más simple de estas aproximaciones consiste en suponer estas fuerzas iguales a cero. Bajo estas circunstancias, si todo el círculo tentativo está situado por encima de la napa freática y no hay sobrepresiones de poros, el equilibrio del conjunto de la masa deslizante requiere que:

$$r \Sigma W \operatorname{sen} \alpha = r \Sigma S \quad (35.5)$$

Si  $s$  es la resistencia unitaria al corte a lo largo de  $l$ , resulta:

$$S = \frac{s}{F} l = \frac{s}{F} \frac{b}{\cos \alpha} \quad (35.6)$$

y por tanto:

$$r \Sigma W \operatorname{sen} \alpha = \frac{r}{F} \Sigma \frac{sb}{\cos \alpha} \quad (35.7)$$

de lo cual se deduce:

$$F = \frac{\Sigma (sb / \cos \alpha)}{\Sigma W \operatorname{sen} \alpha} \quad (35.8)$$

La resistencia unitaria al corte  $s$ , empero, está determinada por:

$$s = c + p \operatorname{tg} \phi$$

donde  $p$  es la tensión normal que actúa en la superficie de deslizamiento  $l$ . Para evaluar  $p$  se debe considerar el equilibrio vertical de la faja (fig. 35.7b), de la cual se obtiene:

$$W = S \operatorname{sen} \alpha + P \cos \alpha$$

y

$$p = \frac{P}{l} = \frac{P \cos \alpha}{b} = \frac{W}{b} - \frac{S}{b} \operatorname{sen} \alpha \quad (35.9)$$

Por tanto:

$$s = c + \left( \frac{W}{b} - \frac{S}{b} \operatorname{sen} \alpha \right) \operatorname{tg} \phi = c + \left( \frac{W}{b} - \frac{s}{F} \operatorname{tg} \alpha \right) \operatorname{tg} \phi$$

y de donde:

$$s = \frac{c + (W/b) \operatorname{tg} \phi}{1 + (\operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \phi) / F} \quad (35.10)$$

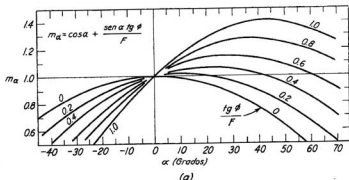
si se llama:

$$m_\alpha = \left( 1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \phi}{F} \right) \cos \alpha \quad (35.11)$$

resulta:

$$F = \frac{\sum \frac{[c + (W/b) \operatorname{tg} \phi] b}{m_a}}{\sum W \operatorname{sen} \alpha} \quad (35.12)$$

La ecuación 35.12, que produce el coeficiente de seguridad  $F$  para el círculo tentativo que se está analizando, contiene en el segundo término la cantidad  $m_a$  (ecuación 35.11), que es a su vez una función de  $F$ . Por ello, la ecuación 35.12 debe ser resuelta por aproximaciones sucesivas en las cuales se adopta un valor  $F = F_1$ , que se usa en el cálculo de  $m_a$  para



Valores  
obtenidos de la sección transversal

	1	2	3	4	5	6	7	8
Faja No.	$\alpha^\circ$	$\operatorname{sen} \alpha$	$W$	$W \operatorname{sen} \alpha$	$c + \frac{W}{b} \operatorname{tg} \phi$	$(5) \cdot b$	$F_a = \frac{m_a}{F}$	$(6)/(7)$
								$\Sigma(8)$

$$\text{Primer tanteo, } F_a = \frac{\Sigma(6)}{\Sigma(4)} \quad F = \frac{\Sigma(8)}{\Sigma(4)}$$

(b)

Fig. 35.8. Cálculo del coeficiente de seguridad de un talud para una superficie de deslizamiento circular despreciando las fuerzas entre fajas. (a) Gráfico para evaluar el coeficiente  $m_a$ ; (b) disposición tabular del cálculo.

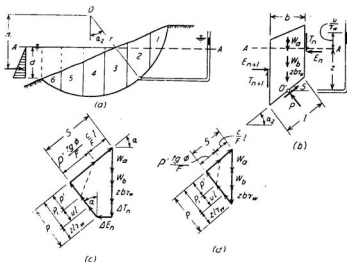


Fig. 35.9. Método de las fajas para una superficie de deslizamiento circular cuando el talud está parcialmente sumergido. (a) Relaciones geométricas para una superficie circular; (b) fuerzas que actúan sobre una faja típica como la 2; (c) polígono de fuerzas para la faja 2 cuando se consideran todas las fuerzas; (d) polígono de fuerzas para la faja 2 cuando se consideran  $T$  y  $E$  que actúan sobre las caras laterales son iguales a cero.

calcular  $F$ . Si el valor de  $F$  difiere en forma significativa de  $F_1$ , el cálculo se repite. La convergencia es muy rápida. Los cálculos se facilitan con el uso del gráfico de la figura 35.8a, del cual se pueden obtener valores de  $m_s$  (Janbu y otros, 1956), y además recurriendo a un arreglo tabular para el cálculo como lo indica la figura 35.8b.

Teniendo en cuenta que los cálculos esquematizados en la figura 35.8 se refieren solamente a un círculo tentativo, éstos deben repetirse para otros círculos hasta que se obtiene el mínimo para el valor  $F$ .

En general, el talud suele estar parcialmente sumergido y además se desarrollan presiones de poros a lo largo del círculo tentativo (fig. 35.9a). La magnitud de las presiones de poros depende de las condiciones del problema. En algunos casos éstas pueden ser estimadas por medio de una red de filtración (artículo 23), por medio de ensayos de suelo, o en base a observaciones realizadas en el terreno. Si el nivel de la superficie del agua externa se denota por  $A-A$ , el peso  $W$  de la faja (fig. 35.9b) se puede escribir como:

$$W = W_a + W_b + z\delta\gamma_w \quad (35.13)$$

en la cual  $W_a$  es el peso de la parte de la faja situada encima de  $A-A$ ,  $W_b$  es el peso sumergido de la parte situada por debajo de  $A-A$  y  $z\delta\gamma_w$  es el peso de un volumen de agua igual al de la porción sumergida de la

faja. Si toda la faja está situada debajo del nivel freático, como la faja 5 (fig. 35.9a), el peso del agua situada encima de la faja debe ser incluido en la expresión  $zb\gamma_w$ . La presión de poros en el punto medio 0 de la base de la faja es igual a  $z\gamma_w + u$ , donde  $u$  es la sobrepresión de poros con respecto al nivel externo del agua. Si el nivel del agua externo  $A - A$  está ubicado por debajo de  $O'$  en la base de la faja (fig. 35.9b), la presión de poros en  $O'$  es  $h/\gamma_w$ , donde  $h$  es la altura hasta la cual el agua sube en un piezómetro en  $O'$ . Si la presión de poros se debe a capilaridad,  $h$  es negativa.

Teniendo en cuenta que las fuerzas que actúan sobre una faja están en equilibrio, éstas pueden ser representadas por un polígono de fuerzas (fig. 35.9c). La fuerza normal  $P$  consta de una componente efectiva  $P'$ , de la fuerza  $ul$  causada por la sobrepresión de poros, y de las fuerzas  $z\gamma_w$  causada por la presión hidrostática del agua con respecto a  $A - A$ . La resistencia  $t$  a lo largo de la superficie de deslizamiento es igual a:

$$t = \frac{s}{F} = \frac{1}{F} (c + \bar{p} \operatorname{tg} \phi) = \frac{1}{F} \left[ c + \left( \frac{P}{l} - z\gamma_w - u \right) \operatorname{tg} \phi \right] \quad (35.14)$$

de donde:

$$S = t \cdot l = \frac{1}{F} [cl + (P - z\gamma_w l - ul) \operatorname{tg} \phi] = \frac{1}{F} (cl + P' \operatorname{tg} \phi) \quad (35.15)$$

El equilibrio de momentos de todo el deslizamiento con respecto al centro del círculo tentativo requiere que:

$$\begin{aligned} \sum (W_a + W_b + zb\gamma_w) r \operatorname{sen} \alpha &= \sum S \cdot r + \frac{1}{2} \gamma_w d^2 a_1 \\ &= \frac{1}{F} \sum (cl + P' \operatorname{tg} \phi) r + \frac{1}{2} \gamma_w d^2 a_1 \end{aligned} \quad (35.16)$$

Teniendo en cuenta que el agua situada debajo del nivel  $A - A$  está en equilibrio resulta:

$$\sum zb\gamma_w r \operatorname{sen} \alpha = \frac{1}{2} \gamma_w d^2 a_1 \quad (35.17)$$

de donde se obtiene:

$$\sum (W_a + W_b) r \operatorname{sen} \alpha = \frac{1}{F} \sum (cl + P' \operatorname{tg} \phi) r \quad (35.18)$$

y

$$F = \frac{\sum (cl + P' \operatorname{tg} \phi)}{\sum (W_a + W_b) \operatorname{sen} \alpha} \quad (35.19)$$

El valor de  $F$  (ecuación 35.19) depende de  $P'$ , que puede ser determinado para cada faja por medio de un polígono de fuerzas (fig. 35.9c).

Si la superficie de deslizamiento es circular, la influencia de las fuerzas  $T$  y  $E$  entre fajas es relativamente pequeña y  $P'$  puede comúnmente evaluarse con suficiente aproximación en la hipótesis de que las fuerzas  $T$  y  $E$  son iguales a cero. El polígono de fuerza se reduce entonces a la fig. 35.9d, con lo cual:

$$W_a + W_b + zb\gamma_w = (z\gamma_w + P' + ul) \cos \alpha + \left( P' \frac{\operatorname{tg} \phi}{F} + \frac{cl}{F} \right) \operatorname{sen} \alpha \quad (35.20)$$

y

$$P' = \frac{W_a + W_b - ub - \frac{cl}{F} \operatorname{sen} \alpha}{m_a} \quad (35.21)$$

Remplazando en la ecuación 35.19, de acuerdo a la 35.21 resulta:

$$F = \frac{\sum \frac{[cb + (W_a + W_b - ub) \operatorname{tg} \phi]}{m_a}}{\Sigma(W_a + W_b) \operatorname{sen} \alpha} \quad (35.22)$$

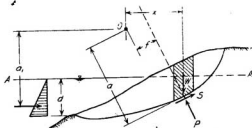
La ecuación 35.22, del mismo modo que la ecuación 35.12, debe resolverse por aproximaciones sucesivas, porque el coeficiente de seguridad  $F$  está contenido en la expresión  $m_a$  que aparece en el segundo término de la misma. Se puede notar que la influencia del nivel del agua externa resulta totalmente incluida utilizando el peso sumergido  $W_b$  y que la sobrepresión de poros  $u$  se calcula para la base de cada faja como se explica al plantearse la ecuación 35.13.

El procedimiento descrito en los párrafos precedentes puede ser modificado para tomar en cuenta las fuerzas  $T$  y  $E$  entre fajas (Bishop, 1955; Janbu, 1954a). No obstante, si la superficie de deslizamiento es circular, la mejora en exactitud no suele exceder del 10 al 15 % y el esfuerzo adicional a realizar usualmente no se justifica. Por otro lado, si la superficie de deslizamiento no es circular, el error puede resultar significativo. Estas circunstancias se van a considerar en el próximo apartado. El procedimiento que se va a desarrollar puede, si así se desea, ser utilizado también para tomar en cuenta las fuerzas entre fajas para una superficie circular de deslizamiento.

### *Superficies de deslizamiento compuestas*

En muchas circunstancias, las condiciones geométricas o geológicas del problema son tales que la superficie de deslizamiento de ninguna manera puede suponerse circular. Para estas condiciones el método de las fajas puede extenderse (Janbu, 1954a, y Nonveiller, 1965).

La figura 35.10 muestra una masa deslizante con una superficie de deslizamiento no circular. Las fuerzas que actúan en la faja cualquiera  $n$  están representadas de la misma manera que lo indica la figura 35.9b, y el polígono de fuerzas es idéntico al representado en la figura 35.9c.



**Fig. 35.10. Relaciones geométricas del método de las fajas para investigar las condiciones de equilibrio de un talud cuando la superficie de deslizamiento no es circular.**

El equilibrio de momentos de la masa deslizante respecto de un polo arbitrario  $O$  requiere que:

$$\Sigma W_x = \Sigma(Sa + Pf) + \frac{1}{2} \gamma_v d^2 a_1 \quad (35.23)$$

de la ecuación 35.15 se desprende que:

$$\sum (W_a + W_b + zb\gamma_w)x = \frac{1}{F} \sum (cl + P' \operatorname{tg} \phi) a + \sum Pf + \frac{1}{2} \gamma_w d^2 a_1$$

5.

$$F = \frac{\Sigma(cl + P' \operatorname{tg} \emptyset) a}{\Sigma(W_a + W_b + zby_v)x - \Sigma Pf - \frac{1}{2}y_v d^2 a}, \quad (35.24)$$

Observando que debajo del nivel A - A el agua está en equilibrio, se concluye que:

$$\Sigma x b \gamma_{wx} - 1/2 \gamma_{wx} d^2 a_1 = \Sigma x l \gamma_{wx} f = \Sigma (P - P_1) f \quad (35.25)$$

donde:

$$P_1 = P - z l \gamma_{10}$$

La ecuación 35.24 se resuelve entonces en:

$$F = \frac{\Sigma (cl + P' \operatorname{tg} \phi) a}{\Sigma (W_a + W_b) x - \Sigma P_i f} \quad (35.26)$$

Esta expresión puede evaluarse si se conocen  $P'$  y  $P_1$ , cantidades que se pueden determinar por medio del polígono de fuerza (fig. 35.9c). La suma de las fuerzas de las componentes verticales conduce a la expresión:

$$W_a + W_b + \Delta T_a + zb\gamma_{so} = zl\gamma_{so} \cos \alpha + (P' + ul) \cos \alpha + \\ + \frac{1}{E} (cl + P' \operatorname{tg} \phi) \sin \alpha$$

de allí que:

$$P = \frac{W_a + W_b + \Delta T_a - ub - (c/F) b \operatorname{tg} \alpha}{m} \quad (35.27)$$

además:

$$P_1 = P' + ul = \frac{W_a + W_b + \Delta T_n + (1/F)(ub \operatorname{tg} \phi - cb) \operatorname{tg} \alpha}{m_n} \quad (35.28)$$

sustituyendo y combinando términos:

$$F = \frac{\Sigma[cb + (W_a + W_b + \Delta T_n - ub) \operatorname{tg} \phi] (a/m_n)}{\Sigma(W_a + W_b)_x - \Sigma \left[ W_a + W_b + \Delta T_n + (ub \operatorname{tg} \phi - cb) \frac{\operatorname{tg} \alpha}{F} \right] (f/m_n)} \quad (35.29)$$

Esta ecuación debe resolverse por aproximaciones sucesivas debido a que el coeficiente de seguridad  $F$  y la cantidad  $m_n$  aparecen explícitamente en el segundo término de la expresión. Más aún, el valor de  $F$  depende de  $\Delta T_n$ . Como la primera aproximación,  $\Delta T_n$  se puede suponer igual a 0. Los cálculos se facilitan por medio del gráfico de la figura 35.8a y recurriendo además a una disposición tabular como la de la figura 35.11. De nuevo, teniendo en cuenta que el valor de  $F$  determinado de esta manera se refiere solo a un círculo tentativo, los cálculos deben repetirse para otros círculos hasta obtener el valor mínimo de  $F$ .

Para la mayoría de los problemas prácticos que involucran superficies de deslizamientos no circulares, la hipótesis de que  $\Delta T_n$  es igual a 0 conduce a resultados suficientemente exactos. Si la sección transversal de una superficie de deslizamiento se separa de una manera muy significativa respecto de la forma circular, es preferible usar la ecuación 35.29, en la hipótesis de que  $\Delta T_n = 0$ , que suponer una superficie circular de deslizamiento y utilizar la ecuación 35.22. No obstante, si se justifica un refinamiento mayor, los valores de  $\Delta T_n$  pueden agregarse en la ecuación 35.29 y recalcular el factor de seguridad. Los cálculos son laboriosos.

Si los valores de  $T$  y de  $E$  no son iguales a cero, deben satisfacer las condiciones de equilibrio del conjunto de la masa deslizante en las direcciones verticales y horizontales, lo que significa decir que:

$$\Sigma \Delta T_n = 0 \quad (35.30)$$

$$\Sigma \Delta E_n + \frac{1}{2} \gamma_w d^2 = 0 \quad (35.31)$$

Más aún, para cada faja  $\Delta T_n$  y  $\Delta E_n$  están relacionadas entre sí de acuerdo con los requerimientos del polígono de fuerza (fig. 35.9c) de modo que resolviendo en la dirección de  $S$ , se obtiene:

$$S = \Delta E_n \cos \alpha + (W_a + W_b + \Delta T_n + zb\gamma_w) \operatorname{sen} \alpha$$

y por tanto:

$$\Delta E_n = S \sec \alpha - (W_a + W_b + \Delta T_n) \tan \alpha - zb\gamma_w \tan \alpha \quad (35.32)$$

Col.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
Faja	b	a	z	f	$\alpha$	$\gamma \alpha$	c	$\gamma \theta$	cb	ub	$W_a$	$W_b$	$\Delta T_a$	$W_a + W_b + \Delta T_a$	$(14) - ub$	$(15) \cdot \gamma \theta$	$(9) + (16)$
1																	
2																	
:																	
n																	

Col.	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
Faja	$(17) \cdot a$	$W_a + W_b$	$(19) \cdot z$	ub $\cdot \gamma \theta$	$(21) - cb$	$(22) \cdot \gamma \alpha$	$F_1$	$\frac{(23)}{F_1}$	$(14) + (25)$	$(26) \cdot f$	$m_a$	$\frac{(18)}{m_a}$	$\frac{(27)}{m_a}$
1													
2													
:													
n													

$\Sigma(20) =$   $\Sigma(29) =$   
 $F_1 = \frac{\Sigma(20)}{\Sigma(30) - \Sigma(30)}$   $\Sigma(30) +$   
 Repetir las pasas 24 al 30 inclusive

Fig. 35.11. Forma tabular para calcular el coeficiente de seguridad de un talud por el método de las fajas cuando la superficie de deslizamiento no es circular.

Sin embargo, puede deducirse del polígono de fuerza que:

$$S = \frac{1}{F} [cl + (P - z\gamma_w - ul) \operatorname{tg} \phi] = \frac{1}{F} [cl + P' \operatorname{tg} \phi] \quad (35.33)$$

Sustituyendo en la ecuación 35.33 según 35.27, resulta:

$$S = \frac{1}{F} \cdot \frac{cb + (W_a + W_b + \Delta T_a - ub) \operatorname{tg} \phi}{m_a} = \frac{M}{F} \quad (35.34)$$

Utilizando la ecuación 35.32 y sumando todas las fajas:

$$\sum [\Delta E_n + zb\gamma_w \operatorname{tg} \alpha] = \sum \left[ \frac{M}{F} \sec \alpha - (W_a + W_b + \Delta T_a) \operatorname{tg} \alpha \right] \quad (35.35)$$

y desde que:

$$\sum zb\gamma_w \operatorname{tg} \alpha = \frac{1}{2} \gamma_w d^2$$

la ecuación 35.31 impone que el primer miembro de la ecuación 35.35 sea cero. De allí que las fuerzas  $\Delta T_a$  deben satisfacer no solamente la ecuación 25.30, sino también:

$$\sum \left[ \frac{M}{F} \sec \alpha - (W_a + W_b + \Delta T_a) \operatorname{tg} \alpha \right] = 0 \quad (35.36)$$

Debido a que el problema es estáticamente indeterminado, cualquier conjunto de valores  $T_n$  que satisfaga las ecuaciones 35.30 y 35.36 asegura el cumplimiento de todas las condiciones de equilibrio de la faja en su conjunto, así como también de sus condiciones de equilibrio horizontal y vertical. No obstante, no todos esos conjuntos de valores son razonables o posibles. Por ejemplo, el valor de  $T_n$  no debe exceder la resistencia al corte del suelo a lo largo del borde vertical que corresponde a la faja bajo la influencia de la fuerza normal  $E_n$ . Más aún, no se deben producir tensiones de tracción a través de la parte significativa de cualquier límite vertical entre fajas. En la mayoría de los casos, se comprueba que es satisfactorio y expeditivo asignar valores arbitrarios, aunque razonables, al empuje de tierras  $E_n$ , y en base a estos valores y a la ecuación 16.5, calcular límites aproximados superiores de los valores de  $T_n$ . Por tanteos se establecen los valores de  $T_n$  mínimos que satisfacen las ecuaciones 35.30 y 35.36. Una disposición tabular sistemática (fig. 35.12) ayuda a la solución del problema. Los valores que así se obtienen se sustituyen en la ecuación 35.29. Si el valor de  $F$  difiere apreciablemente del determinado previamente, se requiere una revisión por aproximaciones sucesivas. La revisión puede exigir una alteración de las cantidades  $T_n$  debido a que  $M$  (ecuación 35.34) depende de  $F$ .

No existen, naturalmente, seguridades de que el valor de  $F$  finalmente determinado por este procedimiento sea correcto, debido a que otros conjuntos consistentes de valores  $T$  pueden conducir a coeficientes de seguridad distintos. No obstante, el valor de  $F$  para diferentes conjuntos razonables de fuerzas entre fajas no suele diferir en gran magnitud.

Debe hacerse notar que el polígono de fuerza (fig. 35.9c) presupone que cada faja está en equilibrio con respecto a momentos, mientras que esta condición no va a ser generalmente satisfecha por las fuerzas derivadas de la solución. Este requerimiento se puede agregar a aquellos representados por las ecuaciones 35.30 y 35.36, pero las dificultades de cálculo aumentan sustancialmente. El uso de computadores electrónicos es en este caso virtualmente obligatorio (Morgenstern y Price, 1965).

Si el subsuelo contiene una o más capas delgadas excepcionalmente débiles, la superficie de deslizamiento consta casi siempre de tres o más

Col.	13	14	9	10	15	16	17	31			32	33	34	35	36			
Fila	$T_n$	$\Delta T_n$	$W_n + W_s + \Delta T_n$	$ab$	$ub$	$(14)-(10)$	$(15)$	$gyp$	$(9) + (16)$	$(14)$	$gpa$	$F$	$m_n$	$(17)$ $m_n = M$	$M/P$	$sec = \frac{M}{P}$	$sec = \frac{M}{P}$	$(35)-(31)$
1																		
2																		
:																		
n																		
$\Sigma(13) = 0$													$\Sigma(36) = 0$					

Fig. 35.12. Forma tabular para determinar un conjunto consistente de fuerzas tangenciales  $T$  para sustituir en la ecuación 35.29 cuando los valores de  $\Delta T_n$  no se consideran iguales a cero.



de 9 metros. ¿Cuál sería en esta circunstancia la cohesión media de la arcilla y el tipo de la superficie de deslizamiento?

Solución: 0,2 kg/cm<sup>2</sup>; círculo de pie.

3. Se debe efectuar una excavación de 9 metros de profundidad en una arcilla blanda que reposa sobre una capa resistente situada 12 metros debajo de la superficie original del terreno. La arcilla tiene un peso unitario de 1820 kg por m<sup>3</sup> y una cohesión de 0,35 kg/cm<sup>2</sup>. ¿Cuál es el ángulo de talud que originaría la rotura probable?

Solución:  $\beta = 75^\circ$ .

4. En arcilla blanda de peso unitario 1920 kg/cm<sup>3</sup> y cohesión 0,125 kg/cm<sup>2</sup>, se está excavando una zanja cuyos taludes se levantan a 80° con respecto a la horizontal. ¿Hasta qué profundidad puede llegarse antes de que la zanja se desmorone? ¿A qué distancia del borde superior del talud, el círculo de deslizamiento, intersectará el terreno natural?

Solución: 2,80 metros; 2,40 metros.

5. Un subsuelo de arcilla consta de tres estratos horizontales de 4,50 metros de espesor cada uno. Los valores de  $c$  para la capa superior, media e inferior son 0,30, 0,20 y 1,5 kg/cm<sup>2</sup>, respectivamente. El peso unitario de las capas de arcilla es 1840 kg/m<sup>3</sup>. En este material se efectúa una excavación con taludes 1 (vertical): 3 (horizontal), hasta una profundidad de 6,0 metros. ¿Cuál es el factor de seguridad contra el deslizamiento?

Solución: 1,24.

6. ¿Hasta qué profundidad puede excavar la zanja del problema 4 sin necesidad de hacer una entibación, si el suelo además de su cohesión tiene un ángulo de fricción interna de 20°?

Solución: 4,40 metros.

### Lecturas seleccionadas

Un tratamiento detallado del método de las fajas y las hipótesis en las cuales se basa puede encontrarse en Taylor, D. W. (1948): *Fundamentals of soil mechanics*, New York, Wiley and Sons, págs. 432 a 441. Un resumen condensado del método, desde el punto de vista de las tensiones efectivas y en el uso de los coeficientes de la presión de poros, está dado por Bishop, A. W. (1955): "The use of the slip circle in the stability analysis of slopes", *Geotechnique*, Vol. 5, págs. 7-17.

Bishop, A. W. y Morgenstern, N. R. (1960): "Stability coefficients for earth slopes", *Geotechnique*, Vol. 10, págs. 129-150, provee gráficos para la solución de muchos casos prácticos de importancia. Soluciones para otros casos se dan en Janbu, N. (1954b): "Stability analysis of slopes with dimensionless parameters", *Harvard Soil Mechanics Series*, N° 46, 81 págs.

Morgenstern, N. R. y Price, V. E. (1965): "The analysis of the stability of general slip surfaces", *Geotechnique*, Vol. 15, págs. 79-93, desarrollan matemáticamente el método más general disponible, método que no está restringido a una superficie circular de deslizamiento y que considera las fuerzas que actúan entre las fajas. Para la solución de los problemas prácticos se necesita un computador electrónico.

## ART. 36 ESTABILIDAD DE DIQUES DE TIERRA

### Estados críticos para el dimensionamiento

El coeficiente de seguridad de un dique de tierra con respecto a una rotura del talud o de la fundación depende en gran parte de las presiones de poros. En un dique con una sección dada sobre una fundación establecida, la intensidad y distribución de las presiones de poros varían con el

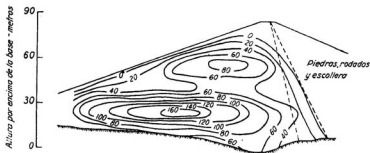


Fig. 36.1. Presiones de poros en metros medidas en la zona impermeable de la presa Great Mountain al término de la construcción (según Walker y Daehn, 1948).

tiempo entre límites muy extensos. Para los propósitos del dimensionamiento es conveniente distinguir, en lo que respecta al desarrollo de las presiones de poros, entre tres estados diferentes: durante la construcción, y en particular inmediatamente después que la construcción ha sido completada, después que el embalse ha estado lleno durante un tiempo suficientemente largo para desarrollar un estado de escurrimiento estable en el dique y su fundación, y finalmente, durante o inmediatamente después de bajar el nivel del embalse. Estos tres estados se distinguen brevemente como *construcción*, *embalse lleno* y *desembalse*. La estabilidad del talud agua arriba puede también alcanzar un estado crítico durante el primer llenado del embalse, especialmente si el dique tiene un núcleo inclinado. Además, en algunos casos, para el talud agua arriba la situación más crítica puede desarrollarse para un nivel intermedio, conocido como *embalse parcial*, en lugar de darse para el nivel máximo.

#### **Evaluación de las presiones de poros en los estados críticos de dimensionamiento**

Durante la construcción solo pueden desarrollarse presiones de poros significativas en las partes cohesivas de la presa y en el subsuelo, las que están asociadas con la consolidación progresiva. La intensidad y la distribución de estas presiones dependen no solo de las características de los materiales y de las condiciones de borde que posibilitan su drenaje, sino también, en gran medida, de la velocidad de construcción. Como un ejemplo, la figura 36.1 muestra las presiones de poros observadas al final de la construcción en la porción agua arriba del dique Green Mountain en Colorado (Walker y Daehn, 1948). La colocación del terraplén fue interrumpida durante el invierno cuando el dique había alcanzado aproximadamente la mitad de su altura final. La influencia de la interrupción es evidente. Se han hecho intentos para predecir las presiones de poros en tales condiciones,

sobre la base de ensayos de laboratorio (Hilf, 1948), pero el grado de confianza que se puede dar a los resultados no ha sido todavía completamente evaluado.

Después que el dique ha sido completado y el embalse ha permanecido lleno durante cierto tiempo, la presa se ve sometida a presiones de filtración ejercidas por el escurrimiento continuo del agua que circula desde el embalse a través de la obra hacia el talud agua abajo. Las correspondientes presiones de poros se pueden estimar en base al método de la red de escurrimiento (fig. 23.4a) o con un procedimiento equivalente, siempre que las condiciones del subsuelo sean suficientemente simples como para permitir la construcción de un perfil de permeabilidad razonablemente fehaciente del material sobre el cual el dique está fundado.

Las condiciones de presión de poros que se desarrollan por un descenso del nivel del embalse dependen en gran medida del grado de compresibilidad de los diferentes materiales que forman el cuerpo del dique. En las partes semipermeables y relativamente incompresibles, como aquellas construidas de arena limosa bien compactada, la mayor parte del agua que ocupa los vacíos antes del descenso es retenida dentro de los mismos; el resto drena fuera del dique, manteniéndose la relación de vacíos prácticamente inalterada. Escapa parcialmente a través de las porciones inferiores del talud y, si el subsuelo es permeable, parte a través de la base del dique. La situación descenso del nivel del embalse se halla ilustrada en la figura 23.4c, la que muestra la red de filtración para un dique homogéneo de arena fina, limpia y bien compactada, después de un desembalse completo y repentino. Se supone que el dique descansa sobre una base impermeable. Se puede ver que las presiones de filtración en el talud agua abajo permanecen inalteradas e iguales a las que corresponden al embalse lleno (fig. 23.4a), mientras que las que actúan en la parte inferior del talud agua arriba tienden a producir la rotura de esta porción por deslizamiento. A medida que el tiempo pasa, la línea de filtración superior (límite inferior de la banda capilar) desciende y todas las presiones de filtración disminuyen.

Las partes compresibles e impermeables del dique, como aquellas constituidas de arcilla, permanecen en un completo o casi completo estado de saturación aun después del desembalse, la que es mantenida por capilaridad. Simultáneamente, las presiones de poros en aquellas partes de la arcilla situadas debajo de la línea superior de filtración cambian de positivas a negativas, mientras que el total de las tensiones permanece casi inalterado. En consecuencia, las presiones efectivas en la arcilla aumentan y ésta comienza a consolidarse. La mayor parte del agua excedente fluye hacia la base de la zona arcillosa del dique, reduciendo su resistencia al corte y, en definitiva, emerge por la parte inferior del límite agua arriba de la masa de arcilla.

Cualquiera sea la sección transversal de un dique y el perfil geológico de sus materiales de fundación, la importancia de las consecuencias indeseables de un desembalse disminuyen a medida que decrece la velocidad de dicho descenso. Por ello, para determinar las presiones de poros que se

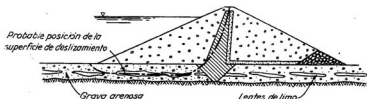


Fig. 36.2. Diagrama que ilustra la probabilidad de superficies de deslizamiento no circulares en presas de tierra compuestas de distintas zonas.

desarrollarán durante el desembalse, deben conocerse todos los factores que siguen: la posición de los límites entre materiales con propiedades significativamente diferentes, la permeabilidad y las características de consolidación de cada uno de estos materiales, y la máxima velocidad de descenso prevista. Es necesario, además, tener en cuenta las presiones de poros inducidas por los cambios originados en las tensiones tangenciales que solicitan la masa (artículo 15). En la práctica de la ingeniería, pocos de estos factores pueden determinarse fehacientemente y los vacíos en la información disponible deben ser llenados adoptando las hipótesis más desfavorables compatibles con los hechos conocidos.

### Cálculos de estabilidad

En todo dique, excepto en uno homogéneo que descansa sobre una base rígida, la superficie potencial de deslizamiento pasa a través de las porciones más débiles de la presa y del subsuelo (fig. 36.2). Para una sección transversal y una fundación dada, la posición de estas superficies también depende de la intensidad y distribución de las presiones de poros. Por ello, raramente pueden ser definidas como arcos de círculos, y en la mayoría de los casos, solo pueden ser representadas por líneas con un radio de curvatura variable o por curvas compuestas. Su posición debe ser determinada por tanteo, empezando con una curva que se estima está situada cerca de la superficie de mínima resistencia. Los cálculos se pueden efectuar con los procedimientos descritos en el artículo 35.

Los cálculos a realizar para cada uno de los tres estados críticos de dimensionamiento requieren la determinación de las correspondientes presiones de poros. De acuerdo con lo manifestado en el apartado precedente, esta determinación debe estar basada en una adaptación de las teorías de consolidación y de escurrimiento del agua a través de medios porosos a las condiciones de borde interno y externo que corresponde a la obra, así como también a un conocimiento de las propiedades tensión-deformación en relación con las presiones de poros que caracteriza estos materiales. Estas últimas relaciones se expresan usualmente en términos de valores estimados de los coeficientes de presión de poros  $\bar{A}$  y  $B$  (artículo 15). Si las presiones  $u_w$  se han estimado de acuerdo con este procedimiento, los valores de  $c$  y de  $\phi$  a introducir en las ecuaciones del artículo 35 son aquellos expresa-

dos en término de tensiones efectivas y el análisis se dice que es un *análisis de tensiones efectivas*.

Los valores de  $c$  y de  $\phi$  se pueden determinar bastante fehacientemente en base a ensayos de laboratorio, mientras que la elección apropiada de valores de  $u_w$  requiere mucha experiencia y criterio. Algunos proyectistas prefieren evaluar la resistencia a rotura en forma más directa, en base a ensayos en los cuales la influencia de las presiones de poros se toma en cuenta en el procedimiento de ensayo. Por ejemplo, para analizar la estabilidad del talud agua arriba después del descenso del nivel del agua, el proyectista puede concluir que los materiales van a estar totalmente consolidados bajo las condiciones que existen antes del descenso. Puede, por tanto, ejecutar dos series de ensayos triaxiales. Una de estas series se realiza bajo condiciones consolidadas no drenadas, en las cuales las muestras son consolidadas bajo las tensiones que corresponden a las condiciones que inmediatamente preceden el descenso del nivel del embalse. La otra serie se ejecuta en condiciones totalmente drenadas. Los valores de  $\phi_{cu}$  y  $\phi$  obtenidos de estos dos conjuntos de ensayos representan condiciones límites, que dependen, respectivamente, de si el material situado debajo del talud agua arriba no experimenta prácticamente ningún drenaje durante el descenso, o bien drena tan rápidamente como para disipar prácticamente todo el exceso de presiones de poros a medida que el descenso progresa. En base a su conocimiento de la velocidad de descenso y de la permeabilidad y dimensiones de la masa de suelo afectada por el mismo, el proyectista juzga los valores más apropiados de los parámetros de la resistencia al corte que debe adoptar entre esos límites. Los análisis de este tipo se conocen como *análisis de tensiones totales*.

La experiencia y el criterio requeridos para elegir los valores más apropiados de la resistencia al corte, situados entre las condiciones límites impuestas por los procedimientos de ensayo, son tan importantes como aquellos que se necesitan para el valor de  $u_w$  a usar en un análisis con tensiones efectivas. Desde este punto de vista, puede decirse que ningún procedimiento merece preferencia. No obstante, si se excluyen las más bien raras circunstancias bajo las cuales las simples condiciones  $\phi = 0$  son aplicables, parece existir una tendencia creciente a estimar las presiones de poros a usar en un análisis de tensiones efectivas, en parte porque pueden ser comparadas más directamente con los resultados de las observaciones de presiones de poros que se realizan en el terreno.

### **Fuentes de error en el cálculo de la estabilidad**

Las fuentes de error en los cálculos de estabilidad pueden dividirse en tres categorías: hipótesis simplificativa introducida en los cálculos, la suposición de una rotura simultánea y los errores en la evaluación de la intensidad y distribución de las presiones de poros. Por esta razón, el dimensionamiento debe basarse en las hipótesis más desfavorables respecto de estas presiones, consistentes con el conocimiento de las propiedades físicas de los materiales que componen el dique y su fundación.

### *Efecto de terremotos sobre la integridad de diques de tierra*

Si un dique de tierra está situado en una región sujeta a terremotos, el dimensionamiento debe satisfacer la condición de que aun el sismo más intenso anticipado en la región no llegue a dañar la integridad del dique. En métodos convencionales de análisis, la intensidad de un sismo se expresa usualmente por la relación  $n_s$  entre la máxima aceleración horizontal producida por el terremoto y la aceleración vertical producida por la fuerza de la gravedad. Durante un sismo todas las partes del cuerpo del dique se supone que están sometidas por una fuerza horizontal uniforme  $\gamma n_s$ , por unidad de volumen que se suma a todas las otras fuerzas a las cuales la presa está sujeta. El efecto de un terremoto podría, por tanto, ser considerado en el cálculo de estabilidad agregando, a las otras fuerzas que actúan sobre la masa situada por encima de la superficie potencial de deslizamiento, una fuerza estática horizontal igual al producto de  $\gamma n_s$  por el volumen de la masa deslizante. La superficie de deslizamiento correspondiente al mínimo coeficiente de seguridad se debe encontrar por tanteos.

Newmark (1965) ha demostrado, de acuerdo con la teoría y con ensayos sobre modelos (Seed y Clough, 1963), que la duración de la fuerza del terremoto no es suficientemente prolongada como para justificar su remplazo por una fuerza estática  $\gamma n_s$ , y que las roturas del tipo indicadas por los análisis convencionales no son probables, a menos que la resistencia al corte del material de la masa del dique se vea reducida por el terremoto. En cambio, la repetición de pulsos produce una deformación de los taludes en forma de una S, o un moderado aumento del ancho del dique asociados con un asentamiento de la cresta. El asentamiento es esencialmente independiente de  $n_s$ ; aumenta a medida que lo hace la máxima velocidad del terreno y la duración total de los impulsos producidos por el mismo. Si el coronamiento se asienta por debajo del nivel superior de las olas más altas que pueden ocurrir durante el sismo cuando el embalse está lleno, el dique puede fallar por rebalse del agua sobre el mismo. Por esta razón, en zonas sísmicas, el dimensionamiento de la presa debe satisfacer la condición adicional de que el asentamiento de la cresta del dique no llegue a ser suficientemente grande como para permitir el rebalse bajo las olas más altas, incluyendo aquellas causadas por el terremoto o inducidas por deslizamientos de ladera cuando el embalse está lleno.

Mucho más seria es la posibilidad de que la resistencia al corte de parte del dique, o especialmente de su fundación, pueda resultar radicalmente reducida durante el terremoto, particularmente por licuación (artículo 17). Los terremotos pueden también producir grietas transversales a la parte impermeable del dique y el sifonaje a través de estas grietas involucra la posibilidad de una rotura. Tales grietas se pueden también formar por asentamiento desigual, sin el concurso de un terremoto. Por ello, los diques de tierra deben ser siempre proyectados de tal manera que el sifonaje a través de grietas no pueda ocurrir (artículo 62).

## Lecturas seleccionadas

El método de análisis por tensiones efectivas, especialmente en relación con el descenso rápido, es ejemplificado por Bishop, A. W. (1954): "The use of pore pressure coefficients in practice", *Geotechnique*, 4, págs. 148-152. El procedimiento de las tensiones totales se describe en detalle en el Manual EM 1110-2-1902: *Stability of earth and rockfill dams*, Corps of Engineers, U. S. Army, Dec. 27, 1960, 67 págs.

## ART. 37 EMPUJE DE LA TIERRA CONTRA ENTIBACIONES DE EXCAVACIONES A CIELO ABIERTO

### Condiciones de deformación impuestas por la entibación

La figura 37.1 ilustra una de las varias formas de entibar una excavación a cielo abierto. Se hince una fila de perfiles doble T de ala ancha a cada lado de la excavación a efectuar, hasta una profundidad mayor que el fondo de la misma. El espacio entre los perfiles es revestido con tablas horizontales, colocadas directamente contra el suelo a medida que la excavación progresa, tablas que son acuñadas contra las alas interiores de los perfiles. Entre los perfiles se colocan puntales horizontales, o codales, de acero o madera, que se insertan a medida que progresa la excavación.

Para poder proyectar los codales se debe conocer la magnitud y la distribución del empuje de la tierra. En el artículo 27 se demostró que la presión de la tierra depende no solo de las propiedades del suelo, sino que también de las restricciones que el procedimiento de construcción impone a los desplazamientos de la estructura que soporta el suelo. Por ello, el primer paso a seguir al investigar el empuje sobre una entibación consiste en examinar la naturaleza de estas restricciones. Cuando se coloca la primera fila de codales (fila I en la figura 37.1), la excavación ejecutada es todavía tan insignificante que el estado de tensión en el suelo se halla aún inalterado, es decir, que estos puntales se instalan antes de que el suelo experimente alguna expansión. Mientras la excavación prosigue hasta el nivel de la segunda fila de codales (fila II), la rigidez de los puntales I

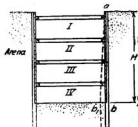


Fig. 37.1. Diagrama que ilustra la condición de deformación que determina el empuje sobre el revestimiento de una excavación a cielo abierto.

impide toda deformación del suelo de los costados de la excavación situado cerca de la superficie, a pesar de que los perfiles doble T están sujetos a la acción del empuje. Pero, por otro lado, bajo el efecto de este empuje, en profundidad, los perfiles se desplazan hacia adentro, girando alrededor de una línea situada al nivel de los puntales superiores, es decir, que la colocación del segundo conjunto de codales va precedida de una expansión, en correspondencia con el nivel de los mismos, del suelo que forma las paredes de la excavación. Con la profundización de la excavación, la deformación que precede a la colocación de nuevos codales aumenta debido a que la altura de las caras del corte crece. Por ello, a medida que la excavación progresa, la sección vertical  $ab$  (fig. 37.1) avanza hasta la posición  $ab_1$ . Como el puntal superior impide la expansión de la parte superior de la cuña de deslizamiento, el suelo puede romper solo en la forma indicada en la figura 27.3. Por esta causa, el empuje activo contra entibaciones de excavaciones a cielo abierto no puede calcularse utilizando las teorías de Coulomb o de Rankine, debiéndose recurrir a otro método que tome en cuenta la influencia de las condiciones de deformación sobre el tipo de rotura.

Se ha demostrado que las condiciones de deformación representadas por la línea  $ab_1$  de la figura 37.1 originan un deslizamiento del tipo indicado en la figura 27.3. Se ha demostrado también (artículo 27) que no se puede producir la rotura a menos que el borde inferior  $b$  de la entibación (fig. 37.1) se desplace más allá de una cierta distancia  $bb_1$ . Esta distancia depende de la profundidad de la excavación y de las propiedades físicas del suelo. En el estudio que sigue se supone que se cumplen las condiciones de deformación y luego, en el artículo 48, se describen las observaciones experimentales que fundamentan esta hipótesis.

### **Excavaciones en arena seca o en arena drenada**

La figura 37.2 muestra un corte vertical de una de las paredes de una excavación de profundidad  $H$ , efectuada en arena seca o en arena drenada. La posición inicial de los perfiles doble T viene indicada por la línea llena  $ab$  y su posición final por la punteada  $ab_1$ . El empuje de la tierra, por unidad de longitud de excavación, se designa por  $P_a$ , para distinguirlo del empuje activo  $P_A$  que una masa de suelo similar ejerce sobre un muro de contención de igual altura  $H$ . Como la parte superior de la cuña de deslizamiento (fig. 37.2a) no puede deformarse lateralmente, la superficie de deslizamiento corta la del terreno en ángulo recto (véase también figura 27.3). La curva real de deslizamiento puede expresarse aproximadamente por la espiral logarítmica de ecuación:

$$r = r_0 e^{\theta \tan \phi} \quad (37.1)$$

El centro de la espiral se halla situado sobre una línea recta que pasando por  $d$  forma un ángulo  $\phi$  con la horizontal. Como la deformación lateral de la entibación hace que la cuña de tierra se deslice hacia abajo, la resultante del empuje resulta inclinada de un ángulo  $\delta$  con respecto a la horizontal. Investigaciones teóricas fuera del alcance de este libro han demostrado que el



El valor de  $P_a$  depende en cierto modo de  $n_a$ . Aumenta levemente a medida que crece  $n_a$  y es siempre mayor que el valor de  $P_A$  de Coulomb. Para  $\phi = 38^\circ$  y  $\delta = 0^\circ$ , un aumento de  $n_a$  de 0,45 a 0,55 acrecienta  $P_a$  de  $1,03 P_A$  a  $1,11 P_A$ . Si se supone  $n_a = 0,55$ , cualquiera sea el error que se cometa, el resultado se sitúa del lado de la seguridad, pues este valor corresponde a la máxima elevación obtenida hasta hoy en mediciones efectuadas en el terreno. El ángulo  $\delta$  tiene muy poca influencia sobre la relación  $\frac{P_a}{P_A}$ .

De lo que antecede se deduce que, para un cálculo preliminar, es suficientemente exacto suponer:

$$P_a = 1,1 P_A \quad (37.3)$$

El próximo paso a seguir en este cálculo estriba en determinar el esfuerzo que debe soportar cada puntal. La distribución del empuje sobre entibaciones es aproximadamente parabólica, como lo indica la figura 27.3b, pero, debido a variaciones de las condiciones del suelo y a detalles del procedimiento de construcción, dicha distribución varía de sección en sección con respecto al término medio estadístico. Por ello, para un valor dado de  $P_a$ , el esfuerzo sobre los puntales situados a la misma altura varía de puntal a puntal. El procedimiento utilizado para estimar el esfuerzo máximo a que pueden estar sometidos los puntales de una fila dada se describe en el artículo 48.

### Excavaciones en arcilla saturada

El tiempo que se necesita para efectuar y entibar una excavación suele ser muy corto en comparación con el que requiere una arcilla saturada intacta para que su contenido de humedad cambie en forma significativa. Bajo estas circunstancias, la condición  $\phi = 0$  (artículo 18) suele resultar aplicable y la ecuación 37.1 se hace idéntica a la de un círculo de radio

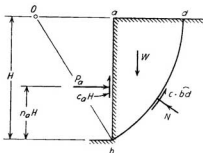


Fig. 37.3. Diagrama que ilustra las hipótesis en que se basa el cálculo del empuje para cortes en arcilla bajo la condición  $\phi = 0$ .

$r = r_0$ . Como el círculo debe cortar la superficie del terreno con un ángulo recto, su centro está al nivel de dicha superficie (fig. 37.3). La cara  $ab$  del corte vertical está sometida al empuje  $P_a$  y a la adherencia  $c_a H$  entre la arcilla y la pantalla. El cálculo de  $P_a$  se hace tomando momentos, respecto del centro del círculo, de todas las fuerzas que actúan sobre la cuña de deslizamiento. El momento actuante lo produce el peso de la cuña; el resistente es igual a la suma del momento de las fuerzas de adherencia  $c_a H$ , del momento de las fuerzas de cohesión  $c \cdot \widehat{bd}$  que actúan a lo largo de la superficie de deslizamiento y del momento del empuje  $P_a$ . El valor de  $P_a$  depende de la relación  $c_a/c$  y de  $n_a$ . Mediciones efectuadas en excavaciones para obras ejecutadas en arcillas saturadas blandas a medias han demostrado que  $n_a$  varía por lo general entre 0,30 y 0,50, estando su término medio alrededor de 0,39, y que la distribución del empuje, por tanto, usualmente no es triangular sino que, a semejanza con las arenas, aproximadamente parabólica. El método para calcular el máximo esfuerzo a que pueden estar sometidos los puntales se describe en el artículo 48.

### Levantamiento del fondo en excavaciones en arcilla blanda

En excavaciones a cielo abierto ejecutadas en arcilla blanda debe considerarse la posibilidad de que se produzca la rotura del fondo por levantamiento, debido a que el peso de los bloques de arcilla que constituyen los lados de la excavación tiende a desplazar el fondo hacia arriba. La figura 37.4a representa una sección transversal de una excavación en arcilla blanda de ancho  $B$  y altura  $H$ . Las dos franjas  $ab$  y  $cd$ , situadas al nivel del fondo, soportan la acción de una especie de sobrecarga que proviene del peso de los bloques de arcilla que éstas delimitan.

Las franjas  $ab$  y  $cd$  actúan, por tanto, como si fueran zapatas de fundación. Si se excede la capacidad de carga del suelo debajo de las franjas, el fondo de la excavación rompe por levantamiento. La capacidad de carga

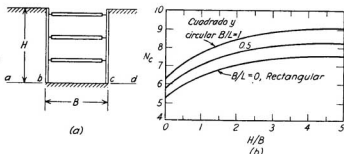


Fig. 37.4. (a) Sección transversal de una excavación a cielo abierto en un espeso depósito de arcilla; (b) valores del factor de capacidad de carga  $N_c$  para estimar la estabilidad del fondo del corte respecto de un levantamiento.

del suelo para la condición  $\phi = 0$  puede tomarse igual a  $cN_c$  (ecuación 33.7). El coeficiente de seguridad contra el levantamiento resulta entonces:

$$F = \frac{cN_c}{\gamma H} \quad (37.4)$$

El factor de capacidad de carga  $N_c$  depende de la forma de la excavación en planta y de la relación entre la profundidad y el ancho. Si se supone que el suelo excavado puede asimilarse a una larga zapata que ejerce una presión hacia arriba igual a  $\gamma H$  al nivel  $abcd$ , los valores de  $N_c$  pueden tomarse iguales a los que corresponden a las zapatas con las mismas relaciones  $B/L$ , entre ancho y longitud, y  $H/B$ , entre profundidad y ancho (Bjerrum y Eide, 1956). Los cálculos se facilitan utilizando el gráfico de la figura 37.4b (Janbu y otros, 1956).

Si las tablestacas se extienden por debajo del fondo de la excavación, su rigidez reduce la tendencia de la arcilla adyacente al fondo a desplazarse hacia la excavación y, consecuentemente, reduce la tendencia al levantamiento. No se han desarrollado procedimientos teóricos satisfactorios que permitan estimar las presiones que la pantalla de tablestacas debe resistir. No obstante, si la arcilla blanda se extiende hasta una profundidad considerable debajo del fondo, se ha encontrado que el efecto benéfico de un tablestacado, aun relativamente rígido, es más bien pequeño. Si el extremo inferior de las tablestacas penetra en un estrato duro, su efectividad aumenta en forma apreciable. El soporte de la parte inferior de las tablestacas reduce el máximo momento flector que solicita a la zona embebida de las mismas; además, la carga vertical sobre  $ab$  y  $cd$  (fig. 37.4a) se reduce por el peso trasferido por la adherencia entre el suelo situado encima del fondo y las tablestacas. Si la resistencia de punta de las tablestacas es mayor que la adherencia, la reducción es igual a la adherencia entre la arcilla y las tablestacas. Si es menor, la reducción es igual a la resistencia de punta.

Si el estrato duro se encuentra a corta distancia por debajo del fondo de la excavación, el límite inferior de la zona de equilibrio plástico es tangente a la parte superior del estrato duro. La tendencia al levantamiento se reduce notablemente aun sin tablestacas y la efectividad de las tablestacas aumenta en forma sustancial.

### Problemas

1. Con el método de la espiral logarítmica determinese el empuje total  $P_a$  sobre la entibación de una excavación de 9 metros de profundidad ejecutada en arena sin cohesión de peso unitario  $\gamma = 1840 \text{ kg/m}^3$  y  $\phi = 30^\circ$ . El valor de  $\delta$  se supone igual a cero. El punto de aplicación del empuje está a 4,80 metros del fondo. Determinese también el empuje  $P_a$  de Coulomb.

Solución: 26.500 kg/m; 24.800 kg/m.

2. En una arcilla de peso unitario  $2030 \text{ kg/m}^3$  y cohesión igual a  $0,32 \text{ kg/cm}^2$  debe realizarse una excavación de 12 m de profundidad. Se supone que los valores de  $\phi$  y  $\delta$  son iguales a cero y que el punto de aplicación de la resultante del empuje está a 5,50 m del fondo. Se desea el valor del empuje total.

Solución: 90.000 kg/m.

3. Se va a practicar una excavación entibada de  $9 \text{ m} \times 45 \text{ m}$  en planta que debe llevarse hasta una profundidad de  $10,50 \text{ m}$  en un espeso depósito de arcilla plástica que tiene una resistencia al corte no drenado de  $0,3 \text{ kg/cm}^2$  y un peso unitario de  $1,9 \text{ gr/cm}^3$ . El tablestacado se extiende solo un metro por debajo del fondo de la excavación. ¿Cuál es el coeficiente de seguridad contra el levantamiento del fondo?

Solución: 0,95. El fondo se levantará cuando la excavación alcance la profundidad de  $10 \text{ m}$ .

4. Si la excavación del problema 3 consistiese en una zanja de  $1,50 \text{ m}$  de ancho y una longitud de  $45 \text{ m}$ , ¿cuál sería el coeficiente de seguridad contra el levantamiento del fondo a una profundidad de  $10,50 \text{ m}$ ?

Solución: 1,13. La excavación apenas si podría hacerse.

### ART. 38 EFECTO DE ARCO EN LOS SUELOS

El empuje unitario o presión lateral sobre la entibación indicada en la figura 37.1 tiene su valor máximo a media altura, aproximadamente, de la excavación. Si se retiran, sin embargo, algunas de las tablas horizontales que soportan el suelo a dicha altura, la parte expuesta permanece estable, siempre que el suelo posea, al menos, una pequeñísima cohesión. Para explicar este fenómeno, es necesario admitir que la presión que se ejercía sobre las tablas que se retiraron fue trasferida a aquellas que permanecieron. Este fenómeno de trasferencia de presiones se identifica como *efecto de arco*.

Las particularidades esenciales del efecto de arco pueden demostrarse con el ensayo indicado en la figura 38.1a. Sobre una plataforma que posee una escotilla o trampa  $ab$  se coloca una capa de arena seca sin cohesión de peso unitario  $\gamma$ . La puerta de la escotilla se halla montada sobre una balanza (no indicada en la figura) que permite medir la presión sobre la misma. El espesor  $H$  de la capa de arena es varias veces superior al ancho de la escotilla.

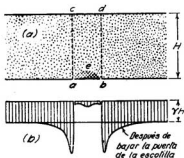


Fig. 38.1. (a) Dispositivo para investigar el efecto de arco en una capa de arena situada encima de una escotilla con puerta deformable colocada en una plataforma horizontal; (b) presión sobre la plataforma y sobre la escotilla antes y después de haber hecho descender ligeramente la puerta de la escotilla.

Mientras la puerta de la escotilla ocupa su posición primitiva, la presión sobre la misma es igual a  $\gamma H$ , idéntica a la que existe en el resto de la plataforma. Si se permite, sin embargo, un pequeñísimo descenso de la puerta, la presión sobre ésta disminuye a una pequeña fracción de su valor inicial, mientras que la presión sobre las partes de la plataforma adyacentes a la escotilla aumenta. El fenómeno se debe a que el descenso del prisma de arena situado encima de la puerta es resistido por las tensiones tangenciales que se desarrollan sobre sus caras laterales  $ac$  y  $bd$ .

La teoría, los resultados de ensayos y la experiencia ganada en la perforación de túneles indican que la presión remanente sobre una puerta de escotilla que desciende lentamente es prácticamente independiente del espesor  $H$  de la capa de arena y no excede del peso de una masa de suelo con las dimensiones aproximadas indicadas por el área sombreada  $abe$  de la figura 38.1. Por ello, si la arena tiene una pequeñísima cohesión, la puerta puede ser retirada sin que el suelo caiga por la abertura.

#### Lecturas seleccionadas

La teoría "convencional" del efecto de arco sobre un conducto, como una alcantarilla, es detallada por Costes, N. C. (1956): "Factors affecting vertical loads on underground ducts due to arching", *Highway Research Board Bulletin*, 125 págs. 12-57. La validez de los resultados depende, no obstante, del valor de la presión lateral o empuje considerado como actuante en las supuestas superficies de rotura y no existen medios fehacientes disponibles para predecir esta presión.

## Capítulo 6

### ASENTAMIENTOS Y PRESIONES DE CONTACTO

#### ART. 39 INTRODUCCIÓN

##### ***Fin perseguido con la investigación de los asentamientos***

Se entiende por *asentamiento* el hundimiento de una estructura provocado por la compresión y deformación del suelo situado debajo de la misma.

El cálculo de los esqueletos de edificios y de otras estructuras se basa, salvo raras excepciones, en la hipótesis de que la estructura descansa sobre una base indeformable. En realidad, el peso de toda estructura comprime y deforma el suelo situado debajo de la misma, de modo que las hipótesis de cálculo no son nunca estrictamente satisfechas. Cuando la base de la estructura permanece plana, el asentamiento no tiene importancia, ya que las tensiones en la misma no son alteradas, pero si como consecuencia del peso de la estructura el área cargada se alabea, la base sigue dicho movimiento y toda la estructura se distorsiona. Las tensiones suplementarias causadas por esta distorsión no son en general consideradas en el cálculo de la superestructura, a pesar de que en muchos casos son suficientemente importantes como para dañar la apariencia exterior del edificio y hasta causar daños permanentes e irreparables.

La complejidad de las propiedades mecánicas de los suelos y la heterogeneidad derivada de su estratificación hacen que el asentamiento de edificios pueda preverse con exactitud solo en condiciones excepcionales. Éste no es un impedimento para que el análisis teórico de los asentamientos sea indispensable y útil, ya que sus resultados permiten al ingeniero identificar los factores que determinan la magnitud y la distribución de los mismos. El conocimiento de estos factores constituye un requisito previo para poder convertir la experiencia de obra en reglas semiempíricas para el cálculo de las fundaciones (artículo 53).

##### ***Solución teórica del problema de los asentamientos***

Los métodos teóricos a utilizar en la solución de problemas de asentamientos deben elegirse teniendo en cuenta las propiedades mecánicas del perfil del suelo y la naturaleza de la estratificación. Por ejemplo, si se va a erigir una estructura sobre un perfil compuesto de una o más capas de material muy compresible situadas debajo y separadas por estratos relati-

vamente incompresibles, como estratos de arena, el asentamiento depende solo de las propiedades físicas de los estratos blandos y de la intensidad y distribución de las presiones verticales sobre los mismos, pues la contribución al asentamiento total debida a la deformación de los otros estratos es despreciable. La experiencia ha indicado que las presiones verticales pueden calcularse con suficiente exactitud suponiendo que el suelo es perfectamente elástico y homogéneo.

De manera similar, si una estructura descansa sobre un suelo bastante uniforme, la distribución de las tensiones verticales sobre planos horizontales puede calcularse suponiendo que el material es perfectamente elástico. Sin embargo, esta hipótesis no es válida para el cálculo de ninguna de las otras tensiones que se producen en la masa del suelo, pues, para ellas, los valores reales suelen ser muy distintos de los calculados de esta manera. Por otro lado, es común que la determinación de la relación entre tensiones y deformaciones no resulte posible: así que, en tales casos, puede tornarse necesario investigar la relación entre intensidad de carga, asentamiento y tamaño del área cargada por medio de métodos semiempíricos.

### *Cálculo de las presiones de contacto*

Una vez que el calculista ha distribuido sus fundaciones de modo que los asentamientos desiguales no resulten excesivos y lleguen a dañar la superestructura, debe abocarse al diseño de las fundaciones mismas. Esto requiere el cálculo de los momentos flectores y esfuerzos de corte en aquellas partes de la fundación, como ser las zapatas o las plateas, que transfieren el peso de la estructura al suelo. Las presiones que actúan en la base de las zapatas o plateas se denominan *presiones de contacto*.

La distribución de las presiones de contacto en las bases de una fundación se asemeja, en algunos casos, a la que se produce en fundaciones apoyadas sobre un material isótropo y elástico, pero con mayor frecuencia es completamente distinta. Más aún, si el material en que descansa una fundación es arcilla, la distribución de las presiones de contacto puede cambiar considerablemente con el tiempo. Para simplificar el cálculo, es corriente determinar los momentos en la suposición de que las zapatas descansan sobre una cama de elásticos uniformemente espaciados. Este procedimiento se describe en el artículo 42 y la experiencia ha indicado que, normalmente, es suficientemente exacto para los propósitos de la práctica. Por ello, el calculista solo necesita estar familiarizado con las relaciones generales entre tipo de suelo y las características de la distribución de presiones que le corresponde. Si la diferencia entre la distribución supuesta y la real puede resultar muy grande e insegura, el riesgo se elimina aumentando el coeficiente de seguridad.

## ART. 40 PRESIONES VERTICALES EN EL SUELO SITUADO DEBAJO DE LAS ZONAS CARGADAS

### *Ecuaciones de Boussinesq*

Una carga vertical concentrada, aplicada sobre la superficie horizontal de cualquier cuerpo, un suelo por ejemplo, produce tensiones verticales en todo plano horizontal situado dentro del mismo. Resulta obvio, sin la necesidad de cálculo alguno, que la intensidad de la presión vertical sobre cualquier sección horizontal que se considere disminuye de un máximo, en el punto situado directamente debajo de la carga, hasta un valor cero, a una gran distancia de dicho punto. Una distribución de presiones de este tipo puede representarse por una superficie en forma de campana o de domo, como lo indica la figura 41.1b. Como el esfuerzo ejercido por la carga se distribuye en profundidad sobre una superficie cada vez mayor, la presión máxima sobre una sección dada, representada por la altura máxima del domo, disminuye con la profundidad. El equilibrio, por otro lado, requiere que la presión total sobre cualquier sección horizontal sea igual a la carga aplicada, de modo que la disminución de la altura del domo de presiones lleva aparejado su ensanche.

Tanto la teoría como la experiencia indican que la forma de los domos de presiones es prácticamente independiente de las propiedades físicas del cuerpo cargado. Por ello, en la práctica de la mecánica de los suelos es costumbre justificable calcular estas tensiones suponiendo que el material es elástico, homogéneo e isótropo. Con estas hipótesis, una carga vertical concentrada  $Q$  (figura 40.1a), aplicada sobre una superficie horizontal de gran extensión, produce, sobre el punto  $N$  de la masa de suelo, una tensión vertical de intensidad:

$$p_v = \frac{3Q}{2\pi z^2} \left[ \frac{1}{1 + (r/z)^2} \right]^{5/2} \quad (40.1)$$

En esta ecuación  $z$  representa la distancia vertical entre  $N$  y la superficie de la masa y  $r$  la distancia horizontal entre  $N$  y la recta de acción de  $Q$ .

La ecuación 40.1 es una de un conjunto conocido como *ecuaciones de Boussinesq*, ecuaciones que determinan el completo estado de tensión del punto  $N$  (fig. 40.1a). Al contrario de lo que ocurre con la tensión  $p_v$ , la mayoría de las otras tensiones que definen el estado de tensión del punto  $N$  dependen en gran parte de la relación tensiones-deformaciones del material. Como los suelos no son, ni aun aproximadamente, elásticos y homogéneos, las otras ecuaciones no son adecuadas para calcular dichas tensiones en los suelos.

### *Distribución de presiones sobre secciones horizontales situadas debajo de áreas cargadas*

Al calcular las presiones verticales en el suelo situado debajo de un edificio se supone comúnmente que el edificio es perfectamente flexible. Cuando la superficie de una masa muy grande soporta una carga perfec-

tamente flexible de intensidad  $q$ , distribuida sobre un área  $A$ , la intensidad de la presión vertical en un punto cualquiera  $N$  (fig. 40.1b), situado dentro de la masa, puede calcularse dividiendo el área cargada en pequeñas partes  $dA$  que soportan una carga:

$$dQ = q dA$$

Esta carga se considera como concentrada en el baricentro de  $dA$ . Según la ecuación 40.1, cada carga concentrada produce en el punto  $N$  una presión vertical:

$$dp_e = \frac{3q}{2\pi z^2} \left[ \frac{1}{1 + (r/z)^2} \right]^{5/2} dA \quad (40.2)$$

que, integrada sobre toda el área cargada, da la intensidad de la presión en  $N$  originada por toda la carga. Por ejemplo, si el punto  $N$  está situado a la profundidad  $z$  debajo del centro  $N'$  de una superficie cargada de forma circular de radio  $R$ , la presión vertical resulta igual a:

$$p_e = q \left[ 1 - \left( \frac{1}{1 + (R/z)^2} \right)^{3/2} \right] \quad (40.3)$$

Si la carga de intensidad  $q$  se halla distribuida sobre un área de forma cualquiera, la tensión  $p_e$  en un punto arbitrario  $N$  situado a la profundidad  $z$  puede calcularse fácilmente por medio del gráfico de la figura 40.2. El gráfico (Newmark, 1942) representa un conjunto de líneas situadas en la superficie del terreno, dibujadas en escala de modo que la distancia  $AB$  sea igual a  $z$ . El punto  $N$  se halla situado directamente debajo del centro de los círculos concéntricos. El gráfico se ha construido en tal forma que una carga de intensidad  $q$ , distribuida sobre cualquiera de las subdivisiones limitadas por dos rectas radiales y dos círculos adyacentes, produce una presión  $p_e = 0,005q$  en el punto  $N$ . Cada subdivisión es, entonces, un *área de influencia* (de valor 0,005) para la tensión  $p_e$  en el punto  $N$ .

Para ilustrar el uso del diagrama se calcula el valor de  $p_e$  a una profundidad de 15 metros debajo del punto  $D$  del edificio indicado en planta en la figura 40.1c. El edificio transmite una carga uniformemente distribuida de 1,5 kg/cm<sup>2</sup> sobre toda el área cubierta. El primer paso del cálculo estriba en dibujar en papel transparente una planta del edificio en escala tal que la profundidad 15 metros sea igual a  $AB$ . Se coloca luego el transparente sobre el diagrama, de modo que el punto  $D$  se halle directamente sobre el punto  $N'$ , centro del gráfico, y se cuenta el número de áreas de influencia cubiertas por la planta. En este ejemplo, el número de áreas de influencia es 31,5 y la tensión  $p_e$  a la profundidad de 15 metros debajo de  $D$  es  $31,5 \times 0,005 \times 1,5 = 0,235$  kg/cm<sup>2</sup>. La tensión  $p_e$  en cualquier otro punto a la misma profundidad se obtiene con el mismo procedimiento, desplazando el transparente hasta que el nuevo punto se halle directamente sobre  $N'$ . Para determinar las tensiones sobre una sección a otra profundidad  $z_1$ , se

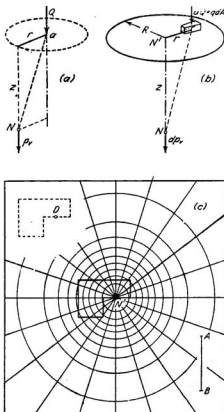


Fig. 40.1. (a) Intensidad de la presión vertical en el punto  $N$  del interior de un sólido semilinfinito sometido a una carga puntual  $Q$ ; (b) presión vertical en el punto  $N$ , situado debajo del centro de una superficie circular sometida a una carga unitaria  $q$ ; (c) diagrama que indica cómo debe usarse el gráfico de influencia para calcular la presión vertical. (Según N. M. Newmark, 1942).

dibuja nuevamente en transparente la planta tomando una nueva escala de modo que la profundidad  $z_1$  sea igual a la distancia  $AB$  del diagrama.

### *Variación de la presión con la profundidad*

La intensidad de la presión a lo largo de cualquier recta vertical, considerada por debajo de una carga distribuida, disminuye a medida que aumenta la profundidad  $z$ . Por consiguiente, si una capa compresible es de gran espesor, la presión vertical en la misma disminuye en forma apreciable desde la parte superior a la inferior. La compresión de una capa delgada,

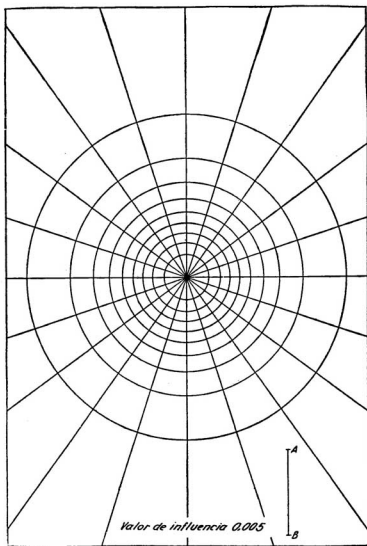
*After N. M. Newmark*

Fig. 40.2. Gráfico de influencia para la presión vertical.  
(Según N. M. Newmark, 1942).

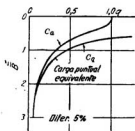


Fig. 40.3. Diagrama que ilustra la diferencia entre la presión vertical originada por una carga distribuida sobre un área cuadrada y la misma carga considerada como puntual y aplicada en el centro del cuadrado. Las curvas representan la tensión a lo largo de una línea vertical por el centro del cuadrado.

por el contrario, depende solo de la tensión vertical media, que es aproximadamente igual a la presión en el centro de la capa. Por ello, si una capa compresible es relativamente delgada, la variación de la presión con la profundidad puede despreciarse; resulta suficientemente exacto calcular la intensidad y distribución de la presión sobre un plano horizontal situado en el centro de la capa.

En la figura 40.3, las abscisas de la curva  $C_a$  representan la intensidad de la presión vertical a distintas profundidades debajo del centro de una superficie cargada  $B \times B$ , que soporta una carga uniformemente distribuida  $q$  por unidad de área. Si la carga total  $B^2q$  se sustituye por una carga concentrada  $Q$  igual, situada en el centro del cuadrado, la curva  $C_a$  se transforma en la  $C_q$ . La figura muestra que ambas curvas se hacen prácticamente idénticas a partir de una profundidad  $3B$ , es decir, que para una profundidad mayor de  $3B$ , la presión sobre una sección horizontal, originada por una carga distribuida sobre un área cuadrada, es prácticamente igual a la presión producida por una carga concentrada en el punto central del área cargada. Las tensiones  $p_z$  sobre secciones situadas a profundidades mayores de  $3B$  pueden, por lo tanto, calcularse con la ecuación 40.1.

La extracción del suelo que ocupa el espacio que va a ser tomado por el sótano de un edificio reduce la presión vertical que actúa sobre los puntos situados debajo de la excavación. Para calcular el cambio de tensión resultante se supone que la superficie del suelo está situada al nivel del fondo de la excavación y que el peso del material retirado actúa a este nivel dirigido hacia arriba.

### Problemas

1. Sobre la superficie de una masa elástica de gran extensión actúa una carga de 2400 kg concentrada en un punto. ¿Cuál es la intensidad de la presión vertical, originada por la carga, a una profundidad de 6 metros, 12 metros y 60 metros, directamente debajo de la carga? ¿Cuál es la intensidad de la presión vertical a las mismas profundidades, pero a distancia de 15 metros de la recta de acción de la carga?

Solución: 3,16; 0,79; 0,03 - 0,022; 0,075; 0,027 kg/cm<sup>2</sup>.

2. Sobre la superficie de una masa elástica de gran extensión existe una carga de  $1,25 \text{ kg/cm}^2$ , distribuida sobre un área circular de 3 metros de radio. ¿Cuál es la intensidad de la presión vertical en el punto situado a 4,50 m debajo del centro del círculo? ¿En el punto situado a la misma profundidad en el borde del círculo?

**Solución:** 0,53; 0,33  $\text{kg/cm}^2$ .

3. Un edificio de gran longitud tiene un ancho de 36 metros y su peso, para todo propósito práctico, impone al terreno una presión uniforme de  $2,5 \text{ kg/cm}^2$ . El subsuelo está constituido por arena densa, salvo entre 21,0 y 27,0 metros de profundidad, donde hay una capa de arcilla blanda. Calcúlese la intensidad de la presión vertical originada por el edificio en los siguientes puntos situados sobre un plano horizontal en el centro de la capa compresible: directamente debajo del borde del edificio, a 6,0 metros del borde, a 12 metros del borde y en el centro.

**Solución:** 1,15; 1,48; 1,71; 1,78  $\text{kg/cm}^2$ .

4. Si el edificio del problema 3 es cuadrado, de 36 metros de lado, ¿cuáles serían dichas tensiones en una sección vertical por el centro del edificio?

**Solución:** 0,84; 1,12; 1,30; 1,37  $\text{kg/cm}^2$ .

5. Para la construcción de un edificio rectangular de  $60 \times 36$  metros de lado debe efectuarse una excavación de 6 metros de profundidad en arena húmeda de peso unitario  $1840 \text{ kg/m}^3$ . ¿Cuál es la reducción en presión vertical originada por la excavación en un punto situado en el vértice del edificio a una profundidad de 21 metros debajo del terreno original?

**Solución:** 0,28  $\text{kg/cm}^2$ .

#### Lecturas seleccionadas

La siguiente bibliografía contiene gráficos, tablas y valores de influencia para ser utilizados en el cálculo de tensiones en materiales elásticos.

- Jurgensen, L. (1934). "The application of elasticity and plasticity to foundation problems", *J. Boston Society of Civil Engineers*, 21, págs. 206 a 241. Reimpreso en *Contributions to soil mechanics, 1925-1940*, Boston Society of Civil Engineers, 1940, págs. 148-183.
- Newmark, N. M. (1942). "Influence charts for computation of stresses in elastic foundations", *University of Illinois Eng. Exp. Sta. Bulletin*, 338, 28 págs.
- Terzaghi, K. (1943b). *Theoretical soil mechanics*, New York, John Wiley and Sons, págs. 481-490.
- Harr, M. E. (1966). *Foundations of theoretical soil mechanics*, New York, McGraw, Hill, págs. 55-116.
- Burmister, D. M. (1956). "Stress and displacement characteristics of a two layer rigid base soil system: influence diagrams and practical applications", *Proceedings Highway Research Board*, 35, págs. 773-814.
- Osterberg, J. O. (1957). "Influence values for vertical stresses in a semi-infinite mass due to an embankment loading", *Proceedings 4th International Conference on Soil Mechanics, London*, 1, págs. 393-394.
- Mehta, M. R. (1959). *Stresses and displacements in layered systems*, Ph. D. thesis, University of Illinois, 33 págs.

#### ART. 41 ASENTAMIENTO DE FUNDACIONES

##### *Fundaciones situadas encima de estratos confinados de arcilla*

En lo que continúa, se indica el procedimiento a seguir para calcular el asentamiento que sufrirá un edificio colocado encima de una *capa confinada de arcilla blanda*. El peso del edificio es trasferido al suelo por medio

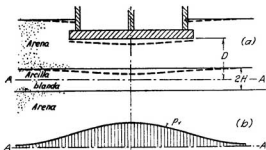


Fig. 41.1. (a) Asentamiento de un edificio fundado sobre una placa que apoya en un subsuelo que contiene un estrato compresible a la profundidad  $D$ ; (b) distribución de la presión vertical sobre un plano horizontal que pasa por el centro de la capa compresible.

de una solera o platea de fundación de hormigón armado que se supone reparte uniformemente la carga sobre toda la superficie ocupada por la misma. El subsuelo está constituido por un estrato de arena que contiene a una profundidad  $D$  una capa de arcilla blanda (fig. 41.1a).

Como la arena es casi incompresible comparada con la arcilla blanda, el asentamiento del edificio es causado casi enteramente por la compresión del estrato de arcilla. Se ha dicho que la *arcilla está confinada*, de modo que la compresión puede calcularse con el método descrito en el artículo 13. Debe tenerse la precaución, sin embargo, de calcular el asentamiento en varios puntos de la base del edificio, ya que el objeto principal de este cálculo es determinar la deformación que va a sufrir la solera o platea de fundación. Si el espesor del estrato de arcilla es pequeño comparado con la profundidad  $D$ , para el cálculo, se puede suponer que la intensidad media de la presión vertical  $p_v$ , originada en la arcilla en correspondencia con un punto dado de la base de fundación, es igual a la intensidad de la presión vertical debajo de dicho punto en el centro del estrato. Esta presión puede calcularse utilizando el diagrama de la figura 40.2.

El próximo paso a seguir consiste en calcular la compresión  $S$  de la capa de arcilla debajo de cada punto elegido. Según la ecuación 13.2, el cambio de porosidad  $\Delta n$  viene dado por la expresión

$$\Delta n = m_v \Delta p$$

La cantidad  $m_v$  representa el coeficiente medio de compresión volumétrica (ecuación 13.3) para una variación de presión que va del valor inicial  $p_0$  al valor final  $p_0 + \Delta p$ . El cambio de presión  $\Delta p$  es igual a la presión vertical  $p_v$ , calculada como se indica más arriba. Como el espesor de la capa compresible es igual a  $2H$ , el cambio de espesor  $S$  originado por la presión  $p_v$  es:

$$S = 2H \Delta n = 2H m_v p_v \quad (41.1)$$

El valor de  $S$  representa no solo la disminución del espesor del estrato debajo de un punto dado, sino que también el asentamiento de la platea de fundación en dicho punto. Si el subsuelo contiene varias capas compresibles, el asentamiento de un punto dado de la fundación es igual a la suma de las compresiones de cada una de las capas a lo largo de la recta vertical que pasa por el punto.

Si un estrato de arcilla es relativamente espeso, o si  $p_v$  y  $m_v$  no pueden considerarse aproximadamente constantes en todo su espesor, para resolver el problema es necesario dividir el estrato en varias capas y determinar  $p_v$  y  $m_v$  individualmente para cada una. Se puede también remplazar la ecuación 41.1 por la expresión más general:

$$S = \int_0^{2H} m_v p_v dz \quad (41.2)$$

en la cual  $m_v$  y  $p_v$  son, respectivamente, el coeficiente de compresibilidad y la presión vertical  $\Delta p$  a la profundidad  $z$  debajo del punto en que se calcula el asentamiento. La integración se efectúa gráficamente como lo indica la figura 41.2. La presión vertical  $p_v$  a cualquier profundidad  $z$  debajo de un punto dado se representa por el ancho del área sombreada de la figura 41.2a. Para determinar la curva que limita  $p_v$ , este valor debe calcularse en cada punto para varios valores de  $z$ . Dibujando los valores de  $m_v$  como abscisas y las profundidades como ordenadas se obtiene la curva de la figura 41.2b. Se representa luego el producto  $m_v p_v$  en función de la profundidad, con lo que se obtiene la figura 41.2c, cuya área total sombreada da directamente el asentamiento  $S$ .

La compresión del estrato de arcilla origina una disminución del contenido de humedad del suelo que, a raíz de su baja permeabilidad, se produce muy lentamente (véase artículo 14). Los métodos para calcular la velocidad con que progresa el asentamiento se presentan en el artículo 25. Independientemente de estos hechos, el asentamiento de una superficie cargada uniformemente adquiere desde un principio una forma semejante a un cuenco, debido a que la presión sobre las capas compresibles es máxima en correspondencia con el centro y decrece hacia los bordes de la superficie (véase figura 41.1b).

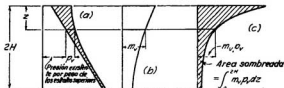


Fig. 41.2. Método gráfico para calcular el asentamiento producido por una capa compresible cuando la presión  $p_v$  y el coeficiente de compresibilidad  $m_v$  varían con la profundidad.

### **Fundaciones sobre suelos no estratificados**

Si el subsuelo de una fundación es homogéneo, el peso del edificio produce no solo una compresión del mismo sino que se origina además una deformación lateral. Por ello, una parte del asentamiento puede considerarse como un acortamiento vertical del estrato cargado debido a una disminución de su volumen, y la otra como un acortamiento adicional originado por una deformación o hinchamiento lateral.

Si el subsuelo fuera perfectamente elástico y homogéneo hasta una gran profundidad, el asentamiento debido a la deformación lateral sería considerablemente mayor que el producido por la disminución de volumen. Para una intensidad dada de la carga, el asentamiento de superficies de la misma forma geométrica aumentaría en simple proporción con el ancho de las mismas.

Tratándose de asentamientos producidos por deformación de suelos debe hacerse una distinción entre las cargas que descansan sobre arcillas y aquellas que lo hacen sobre arenas. En las primeras, el asentamiento debido a la deformación lateral es generalmente pequeño comparado con el asentamiento total. Por ello, aun en el caso de fundaciones que descansan sobre espesos estratos de arcilla, puede calcularse el asentamiento, aunque solo sea en forma groseramente aproximada, de la manera que se indicó en la sección anterior\*. Si por el contrario, la fundación descansa sobre estratos de limo inorgánico o de arena, la segunda parte del asentamiento suele ser mucho mayor que la primera.

\* En el artículo *Tentativa de predicción del asentamiento de un suelo preconsolidado por desecación*, de O. Moretto, publicado por la Revista Latinoamericana de Geotecnia, Vol. 1, Nº 1, Caracas, 1971, se hace una breve reseña de los métodos propuestos para tener en cuenta en el cálculo el efecto que la deformación lateral, más la influencia que la preconsolidación y la alteración por muestreo puede ejercer sobre los asentamientos, incluido el llamado camino o trayectoria de las tensiones".

Como se dice en el art. 13, el ensayo de consolidación solo es aplicable al cálculo del asentamiento que producen estratos confinados relativamente delgados de arcilla blanda normalmente consolidada o ligeramente preconsolidada. No obstante, constituye un ensayo simple, de fácil realización, que no ha podido aún ser sustituido con éxito por otros más complejos, como ser ensayos de consolidación triaxial siguiendo el camino de las tensiones, que solo pueden ser fehacientemente ejecutados por personal muy experimentado, de modo que, por algún tiempo, dicho ensayo servirá todavía de guía para hacer por lo menos primeras estimaciones de los asentamientos, cualquiera sea el suelo y el espesor del estrato involucrado. Sin embargo, las estimaciones de este tipo solo adquieren visos de realidad cuando se ponderan las limitaciones de todo el proceso, en particular las que derivan del estado de tensiones impuesto y las que impone la inevitable alteración de las muestras. Cualquiera sea el método de muestreo utilizado, la alteración juega un papel importantísimo, que depende del tipo de suelo y del grado de preconsolidación. Con buen muestreo se afecta muy poco la resistencia a rotura pero aun los mejores métodos de extracción de muestras con sacatestigos pueden afectar singularmente la deformabilidad específica, deterioro que, siendo una función de la estructura del suelo, crece con su consistencia. La alteración por muestreo suele ser tan importante que, aun con las mejores muestras posibles, en muchos suelos preconsolidados, la mayor aproximación respecto al asentamiento real se obtiene calculando  $m_v$  con la curva de recarga obtenida en el ensayo de consolidación después de haber solicitado la muestra a una tensión algo superior a la que le impondrá la obra. Así suele ocurrir, por ejemplo, con el suelo preconsolidado por desecación que constituye gran parte del subsuelo de la ciudad de Buenos Aires (N. del T.).

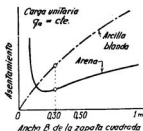


Fig. 41.3. Relación entre el ancho de una zapata cuadrada y el asentamiento cuando la presión unitaria transmitida al terreno es constante. (Kögler, 1933).

Para poder determinar la influencia que sobre el asentamiento de bases fundadas en arena sin cohesión ejerce el tamaño del área cargada y la posición de la napa freática, se deben considerar los factores que determinan en este material la relación entre tensiones y deformaciones (artículo 15). Las investigaciones teóricas sobre el tema, los ensayos de laboratorio y los ensayos realizados en el terreno conducen a las siguientes conclusiones (Kögler, 1933):

El asentamiento de una base de ancho  $B$  disminuye con el aumento del valor medio del módulo tangente inicial  $E_t$  de la arena situada entre la base y una profundidad aproximadamente igual a  $B$  debajo de la misma. Por su parte, el módulo tangente inicial de una arena aumenta, según la figura 15.4, con el incremento de la presión efectiva de confinamiento\*.

A una profundidad dada, por debajo de la superficie de la arena, la presión de confinamiento es aproximadamente proporcional a la presión efectiva originada por la cubierta. Si la napa sube de una profundidad mayor que  $B$ , debajo de la cota de fundación, hasta alcanzar la superficie de la arena, la presión de confinamiento disminuye aproximadamente en un 50 por ciento (artículo 12). El asentamiento, por lo tanto, en términos generales se duplica.

Para una presión dada, transmitida a la cota de fundación, la profundidad de la masa de arena sujeta a intensa compresión y deformación aumenta a medida que lo hace el ancho de zapata. Por otro lado, la capacidad de carga de la zapata y el valor medio del módulo tangente inicial de la arena también aumentan. Como consecuencia de estos factores contrapuestos, el asentamiento varía con el ancho de la zapata en la forma aproximada en que lo indica la curva llena de la figura 41.3.

\* Como resulta evidente de la figura 13.3, el módulo tangente inicial es también una función de la historia de carga de la arena, pues si ésta ha sido preconsolidada, el asentamiento, para cargas menores que las de preconsolidación, se produce según curvas de recompresión, lo que implica un módulo  $E_t$  muy superior al que le corresponde al mismo material en primera carga. La experiencia indica que el asentamiento de recarga sólo alcanza valores que están en el orden del tercio al cuarto que se produce en primera carga. Por ello, si bien  $E_t$  es proporcional a la presión efectiva originada por la cubierta, el factor de proporcionalidad depende también de la historia de carga (*N. del T.*).

En la práctica, la magnitud del asentamiento de zapatas fundadas en arena no puede ser prevista en función de los resultados de ensayos de laboratorio sobre muestras del suelo. Puede, sin embargo, ser estimada crudamente por medio de reglas semiempíricas basadas, en parte, en las relaciones generales descriptas más arriba y, en parte, en las relaciones que se ha observado existen entre los asentamientos y los resultados obtenidos de simples ensayos efectuados en el terreno, tales como los ensayos de penetración (artículo 54 y 55)\*.

### Problemas

1. La capa de arcilla descripta en el problema 3, del artículo 40, tiene un contenido natural de humedad del 45 por ciento. El peso específico de las partículas sólidas de arcilla es de  $2,7 \text{ gm/cm}^3$  y el peso unitario de la arena densa de  $2080 \text{ kg/m}^3$ . El nivel de la napa es el mismo de la superficie del terreno. De ensayos de consolidación se ha determinado que  $C_c$  es igual a 0,50. Calcúlense los asentamientos en el borde y en el centro del edificio.

*Solución:* 21; 31 centímetros.

2. Sobre la superficie natural del terreno se halla distribuida, en un área muy grande, una carga  $1,5 \text{ kg}$  por centímetro cuadrado. El subsuelo consta de un estrato de arena densa que contiene dos capas de arcilla de 3 metros de espesor. Para ambas  $C_c$  es igual a 0,35, el contenido de humedad 34 por ciento y el peso específico de las partículas sólidas  $2,75$  gramos por centímetro cúbico. La capa superior de arcilla empieza a 6 metros de profundidad, y la inferior a 21 metros. Su peso unitario es de  $2000 \text{ kg}$  por metro cúbico, y se halla completamente sumergida. ¿Cuál es el asentamiento originado por la carga uniforme?

*Solución:* 38 centímetros.

## ART. 42 PRESIÓN DE CONTACTO Y TEORÍA DE REACCIÓN DE LA SUBRASANTE

### *Presiones de contacto en la base de zapatas rígidas*

Como el asentamiento de una zapata perfectamente rígida es por necesidad uniforme, la distribución de la presión en la base es idéntica a la que se requiere para producir el asentamiento uniforme de un área cargada. Si la subrasante está constituida por un material perfectamente elástico, o bien por arcilla, o arena que contiene espesas capas de arcilla blanda, un área cargada uniformemente adquiere la forma de un cuenco poco profundo. Para obtener un asentamiento uniforme sería necesario desplazar parte de

\* La relación entre asentamiento y resistencia-penetración está también condicionada por la historia de carga de la arena y es distinta según que el incremento de carga  $\Delta p$  producido por la fundación se desarrolle a lo largo de la curva virgen o lo haga según una de recarga. En cambio, la resistencia a penetración es una función de la resistencia al corte de la arena que, como se indica en el artículo 13, depende esencialmente de la densidad relativa y ésta varía poco con la precarga. Por ello, en opinión del traductor, las reglas semiempíricas mencionadas son solo aplicables estrictamente a los lugares de donde fueron derivadas, pues pueden resultar muy distintas según se trate de arenas normalmente consolidadas o preconsolidadas. Véase también nota del traductor de pág. 275. (N. del T.)

la carga del centro hacia las orillas, lo que significa que la presión de contacto, en la base de una zapata rígida que descansa sobre tales subrasantes, aumenta del centro hacia los bordes. Si por el contrario, una carga uniforme descansa sobre una subrasante compuesta solo de arena, el asentamiento es mayor en los bordes que en el centro. Un asentamiento uniforme solo puede obtenerse distribuyendo la carga de modo que su intensidad disminuya de un máximo en el centro a un mínimo en los bordes, lo que significa que la distribución de la presión de contacto en la base de zapatas rígidas tiene las mismas características.

La figura 42.1 representa un corte trasversal de una base continua rígida de ancho  $B$  que descansa sobre una subrasante elástica y homogénea de gran espesor. La carga que soporta la base por unidad de longitud es igual a  $q_s B$ . Cálculos basados en la teoría de la elasticidad han demostrado que la presión de contacto aumenta en la forma indicada en la figura, de un valor menor de  $0,7q_s$  en el centro, hasta un valor infinito en los bordes. Si la base descansa sobre un material elástico real, la presión en los bordes no puede exceder un cierto valor finito  $q_0$ , para el cual el material pasa del estado elástico al semiplástico o plástico, de modo que la presión se distribuye en la realidad en la forma en que lo indica la curva  $C_1$  de la figura 42.2a.

Si se aumenta la carga sobre la base de la figura 42.2a, el estado de equilibrio plástico se extiende de los bordes hacia el centro y la distribución de las presiones cambia. Cuando la superficie de contacto de la base de fundación es lisa, la distribución se hace uniforme en el mismo instante en que la subrasante rompe por deformación plástica. La curva  $C_2$  representa la distribución de tensiones en este estado y la  $C_3$  en un estado intermedio.

Si una zapata o base de fundación, sea rígida o flexible, descansa en la superficie de una masa de arena seca sin cohesión, la teoría indica que la intensidad de la presión de contacto, para cualquier carga, decrece de

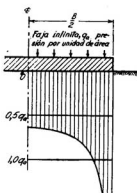


Fig. 42.1. Distribución de la presión de contacto en la cota de fundación de una zapata rígida de longitud muy grande cargada en forma uniforme y que descansa sobre un subsuelo perfectamente elástico, homogéneo e isótropo.

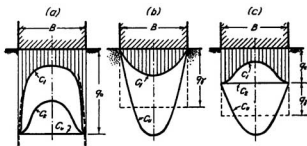


Fig. 42.2. Distribución de la presión de contacto en la cota de fundación de una zapata rígida y lisa asentada sobre: (a) un material elástico real; (b) arena no cohesiva; (c) suelo con características intermedias. Las curvas  $C_1, C_2$  y  $C_3$  corresponden a la presión de contacto para la zapata sometida a la carga que produce la rotura del suelo.

un máximo en el centro a cero en los bordes en la forma en que lo indica la figura 42.2b, resultados que han sido confirmados por investigaciones experimentales.

La figura 42.2c representa la distribución de la presión de contacto en el plano de fundación de una base o zapata apoyada sobre una subrasante de características intermedias entre suelos puramente cohesivos y suelos sin cohesión alguna. Para cargas pequeñas, la presión de contacto aumenta del centro hacia los bordes (curva  $C_1$ ). Con el incremento de la carga, la presión en el centro aumenta mientras que en los bordes permanece inalterada. En el momento de la rotura la presión decrece del centro hacia los bordes, como lo indica la curva  $C_2$ .

### Definición de reacción de la subrasante

La figura 42.2 demuestra que no existen relaciones simples entre las características de deformación de la subrasante y la presión de contacto en la cara inferior de una base o zapata de fundación perfectamente rígida. Si la base no es rígida, dichas relaciones se tornan aún más complicadas y una valuación, aunque sea grosera, de la distribución real de la presión de contacto es muy laboriosa. Sin embargo, sin algún conocimiento de la distribución real de dicha presión, no resulta posible calcular las zapatas o plateas de fundación. Por ello, es usual y necesario calcular la presión de contacto en función de hipótesis simplificativas y compensar el error que pudiera resultar de las mismas adoptando un coeficiente de seguridad adecuado.

Los procedimientos simplificados se basan en la hipótesis incorrecta y arbitraria de que el asentamiento  $S$  de cualquier elemento de un área cargada es completamente independiente de la carga que actúa sobre los

elementos adyacentes. Se supone, además, en contraposición con la realidad, que la relación

$$K_s = \frac{p}{S} \quad (42.1)$$

entre la intensidad  $p$  de la presión sobre el elemento y el asentamiento que le corresponde es una constante  $K_s$  (gramos por centímetro cúbico). Para diferenciarla de la presión de contacto real que actúa en la cara inferior de la base de fundación, la presión ficticia  $p$  que satisface la ecuación 42.1 se llama *reacción de la subrasante*. En lo que resta de este artículo, el símbolo  $p$  está estrictamente reservado para la reacción de la subrasante y no se usa para representar a la presión real de contacto. El coeficiente  $K_s$  se conoce como *coeficiente de reacción de la subrasante* o también como *coeficiente de balasto* y las teorías basadas en estas hipótesis son las *teorías de reacción de la subrasante*.

### **Reacción de la subrasante en fundaciones rígidas**

Tratándose de fundaciones rígidas, la ecuación 42.1 conduce a la conclusión de que la distribución de la reacción de la subrasante debe ser lineal, ya que una fundación rígida permanece plana cuando se asienta. Por ello, en base a esta hipótesis, para proyectar una fundación rígida, según la ecuación 42.1, se supone que la reacción de la subrasante tiene distribución lineal o plana. Se deben, además, satisfacer las condiciones estáticas, es decir: 1) la reacción total debe ser igual a la suma de las cargas que actúan sobre la subrasante; 2) el momento de la resultante de las cargas verticales con respecto a un punto cualquiera debe ser igual al momento de la reacción total con respecto al mismo punto.

Como ejemplo, considérese el muro de sostenimiento de gravedad indicado en la figura 42.3 cuya base tiene un ancho  $B$ . La resultante  $Q$  de las fuerzas verticales actúa a una distancia  $a$  del borde exterior y origina en los extremos reacciones de la subrasante iguales a  $p_a$  y  $p_b$ . Si se supone que

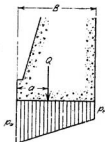


Fig. 42.3. Reacción de la subrasante en la cota de fundación de un muro de sostenimiento rígido.

esta reacción se distribuye linealmente, las condiciones estáticas nos dan dos ecuaciones:

$$Q = \frac{1}{2}B(p_a + p_b) \quad (42.2)$$

y

$$Qa = \frac{1}{6}B^2p_a + \frac{1}{3}B^2p_b \quad (42.3)$$

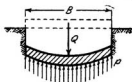
con las cuales pueden calcularse  $p_a$  y  $p_b$ .

Debe notarse que las ecuaciones 42.2 y 42.3 no contienen el coeficiente  $K_s$  de reacción de la subrasante; es decir, que la distribución de la reacción en la base de una zapata rígida es independiente de la compresibilidad de la subrasante. Esto facilita visualizar la diferencia que existe entre la reacción de la subrasante y la presión de contacto real. Si la resultante  $Q$  de la carga que actúa en una zapata pasa por el centro de gravedad de la misma, la reacción de la subrasante se distribuye uniformemente en toda el área de contacto y es igual a  $Q/A$ . La distribución de la presión real de contacto, por el contrario, puede estar lejos de ser uniforme (véase figura 42.2), ya que depende de las propiedades mecánicas del suelo y de la intensidad de la carga.

A pesar de estas evidentes discrepancias entre la teoría y la realidad, las teorías que consideran la reacción de la subrasante pueden utilizarse libremente en el cálculo de las zapatas y bases comunes, ya que los errores se hallan dentro del margen usual de seguridad y, además, como regla general, dichos errores actúan del lado de la seguridad.

### **Reacción de la subrasante sobre fundaciones flexibles**

Si una zapata o una platea no es rígida, la distribución de la reacción de la subrasante depende del valor numérico de  $K_s$  y de la rigidez de la fundación a flexión. La influencia de este último factor viene ilustrada por la figura 42.4, que representa una sección transversal de una losa rectangular elástica de gran longitud que descansa sobre una subrasante elástica. El eje de mayor longitud de la losa soporta una carga lineal  $Q$  por unidad de longitud. A causa de la flexibilidad de la losa, el asentamiento disminuye del centro hacia los bordes y, por lo tanto, la reacción de la subrasante también disminuye de un máximo en el centro a un mínimo en los bordes.



**Fig. 42.4.** Zapata elástica de gran longitud, sometida a una carga lineal y soportada por una subrasante elástica. Deformación de la zapata bajo carga y distribución de la reacción de la subrasante.

Si la losa es muy flexible, los bordes pueden levantarse y la reacción de la subrasante en las partes extremas de la losa hacerse cero. En cualquier caso, para una carga lineal  $Q$  dada y un ancho  $B$  de la losa también dado, el momento máximo en la losa flexible es, por consiguiente, mucho menor que en la losa rígida.

La reacción de la subrasante que actúa sobre un miembro relativamente flexible de una fundación, puede calcularse por medio de la *teoría de las vigas elásticas sobre apoyos continuos elásticos*. La teoría se basa en el hecho evidente de que el desplazamiento vertical originado por el asentamiento y la flexión del miembro cargado debe en cada punto ser igual al asentamiento del terreno en dicho punto. El cálculo del asentamiento del terreno se basa en la ecuación 42.1. Por ello, tratándose de fundaciones elásticas, las ecuaciones para calcular la reacción de la subrasante, a diferencia de las ecuaciones 42.2 y 42.3 de las fundaciones rígidas, siempre contienen al coeficiente  $K_s$  (ecuación 42.1).

Como la teoría de las vigas elásticas sobre apoyos continuos elásticos se basa en la ecuación 42.1, no resulta más exacta que la teoría de la reacción de la subrasante para fundaciones rígidas. Puede ser aún menos exacta, pues involucra además el error que encierra la determinación de  $K_s$ . Como, por otro lado, los cálculos son siempre laboriosos, la investigación para obtener una adecuada estimación de su valor no se justifica a menos que el uso de la teoría citada conduzca a una reducción considerable en el costo de la estructura.

En todas las teorías de la reacción de la subrasante, el coeficiente  $K_s$ , que representa la relación entre la intensidad de la carga sobre una subrasante ficticia y el desplazamiento vertical correspondiente, se supone una constante que depende solo de las propiedades físicas del subsuelo. La realidad es que la relación entre la intensidad media de la presión en la superficie de un sólido dado y el asentamiento correspondiente no es una constante. Para zapatas circulares apoyadas sobre una base isótropa y elástica, la relación decrece a medida que el radio de la fundación aumenta. Para una zapata de tamaño dado apoyada sobre el terreno, también disminuye a medida que aumenta la intensidad de la carga. Aún más,  $K_s$  es distinto para distintos puntos de la base de una misma fundación. Como se ve, la determinación de  $K_s$  involucra mucha incertidumbre y el procedimiento usual de determinar  $K_s$  con ensayos de carga sobre superficies pequeñas se halla sujeto a todas las limitaciones que tiene el método del ensayo de carga descrito en el artículo 54\*.

\* En opinión del traductor para salvar el inconveniente que implica la imposibilidad práctica de evaluar con ponderación cierta el coeficiente  $K_s$ , es preferible hacer el cálculo de las soleras elásticas adoptando varias distribuciones posibles y razonables para la reacción de la subrasante y luego dimensionar cubriendo todas esas posibilidades que efectuar un cálculo que requiere mucho más trabajo y no va a conducir necesariamente a mejores soluciones. Véase: O. Moretto, *Curso de Hormigón Armado*, 2ª edición, pág. 788, Lib. Ed. El Ateneo, Bs. As., 1970 (N. del T.).

**Problemas**

1. Un muro de sostenimiento a gravedad tiene una base de 2,40 m de ancho. La línea de acción de la resultante de las fuerzas verticales y horizontales intersecta la base a 0,50 metros del pie del muro. La componente vertical de la resultante vale 7900 kg por metro. ¿Cuál es la reacción de la subrasante en ambos extremos de la base?

Solución: 1,30 kg/cm<sup>2</sup>; 0,19 kg/cm<sup>2</sup>.

2. Una zapata trapezoidal tiene 3,60 metros de longitud, 0,90 metros de ancho en un extremo y 1,80 metros en el otro. Soporta dos columnas en su línea central, una a 0,60 metros del extremo angosto y la otra a 0,90 metros del extremo ancho. La carga sobre la primera columna es de 18 toneladas, y sobre la segunda de 36 toneladas. Si se supone que la zapata es rígida, ¿cuál es la reacción de la subrasante en ambos extremos?

Solución: 1,11 kg/cm<sup>2</sup>.

**Lecturas seleccionadas**

- Hetényi, M. (1946). *Beams on elastic foundation*, Ann Arbor, Univ. of Michigan Press, 255 págs.
- Terzaghi, K. (1955b). "Evaluation of coefficients of subgrade reaction", *Geotechnique*, 5, Nº 4, págs. 297-326.

## Problemas de proyecto y la construcción

La Parte I contiene una descripción de los suelos reales basada en los resultados de ensayos de laboratorio. La Parte II está constituida por una revista condensada de los procedimientos teóricos disponibles para predecir el comportamiento de materiales ideales que tienen propiedades que se aproximan a las de los suelos reales. Antes que las teorías puedan aplicarse a la solución de problemas del proyecto y la construcción deben llevarse a cabo dos operaciones independientes. Primero, determinar las propiedades significativas de los materiales del subsuelo por medio de perforaciones, muestreos y ensayos. Segundo, sustituir el complejo real por un subsuelo idealizado consistente en unas pocas unidades homogéneas con límites simples.

En los pocos casos en que el perfil real del suelo es suficientemente simple como para ser remplazado sin un error intolerable por una idealización apropiada, la teoría combinada con los resultados de ensayos tornan posible una predicción del comportamiento de las estructuras soportadas por los suelos sobre una base matemática. Este procedimiento se ha usado con éxito, por ejemplo, para predecir la magnitud y distribución del asentamiento de estructuras fundadas encima de estratos confinados horizontales de arcilla de espesor muy uniforme.

En todas las otras instancias, los resultados de la investigación del subsuelo solo informan al proyectista respecto de las características generales de los materiales subyacentes y de la posición dentro de ellos de potenciales fuentes de peligro. Las características detalladas de estas fuentes permanecen desconocidas, pues aun cuando se conozca su existencia, el tiempo y la labor necesaria para obtener los datos indispensables para la exacta predicción del comportamiento sería prohibitivo. Bajo estas circunstancias, el proyectista no puede más que construir perfiles idealizados del suelo, que muestran aproximadamente los límites exteriores de las zonas potenciales peligrosamente débiles o compresibles, y asignar a los materiales situados dentro de estas zonas las propiedades más desfavorables, compatibles con los datos disponibles. Las estimaciones de comportamiento basadas en estos perfiles pueden proporcionar solo límites superiores de las consecuencias indeseables emergentes de la presencia de dichas zonas. No obstante, su conocimiento permite al proyectista evitar las consecuencias indeseables por medio de un proyecto adecuado. Antes que se desarrollaran los métodos para investigar las propiedades de los materiales subya-

centes y que se estableciesen los principios teóricos del comportamiento del subsuelo, el significado o aun la existencia de zonas peligrosas permanecía sin identificarse hasta que eran reveladas por el comportamiento no anticipado de las estructuras que descansaban sobre dichos materiales.

Parte III contiene una revista de los métodos de exploración del subsuelo y de las inevitables incertezas asociadas con los resultados obtenidos. Trata pues de la práctica de la investigación del subsuelo considerando las fuentes potenciales de peligro que pueden encontrarse en dicha práctica y de los medios disponibles para anticipar y evitar las consecuencias nocivas de dichas fuentes de peligro.

## Capítulo 7

### EXPLORACIÓN DEL SUELO

#### ART. 43 PROPÓSITO Y ALCANCE DE LA EXPLORACIÓN DEL SUELO

##### *Definición de exploración del suelo*

El proyecto de una fundación, de un dique de tierra, o de un muro de sostenimiento, no puede efectuarse de una manera inteligente y satisfactoria, a menos que el proyectista tenga como mínimo una concepción razonablemente exacta de las propiedades físicas y mecánicas de los suelos que debe considerar. Las investigaciones del terreno y las de laboratorio necesarias para obtener esta información esencial constituyen lo que se denomina: *exploración del suelo, o reconocimiento del terreno, o estudio del subsuelo.*

Hasta hace pocas décadas, la exploración del suelo era siempre inadecuada e incompleta porque aun no se habían desarrollado métodos racionales para el ensayo de los suelos. Ahora, por el contrario, con frecuencia, el número de ensayos y los refinamientos empleados en su técnica de realización se hallan bastante fuera de proporción cuando se los compara con el valor práctico de sus resultados. Con el objeto de evitar estas condiciones extremas, hay que adaptar el programa de exploración a las condiciones del suelo y al tamaño del proyecto.

##### *Influencia de las condiciones del suelo sobre el programa de exploración*

Si una estructura importante se va a fundar encima de una capa bastante homogénea de arcilla, se puede justificar la realización de una cantidad considerable de ensayos de suelos, ejecutados por laboratoristas expertos, ya que los resultados permiten prever con relativa exactitud tanto el asentamiento como la velocidad con que éste se produce. Con esta previsión, puede resultar posible eliminar, con un costo razonable, el peligro de asentamientos diferenciales perjudiciales, por ejemplo, con una distribución apropiada de las cargas, o ajustando adecuadamente las profundidades de los sótanos situados debajo de las diferentes partes de la estructura. Si por el contrario, una estructura similar debe situarse encima de un depósito compuesto de bolsones y lentes de arena, arcilla y limo, la misma cantidad de ensayos agregaría muy poco a la información que podría obtenerse deter-

minando meramente las propiedades índice pertinentes de varias docenas de muestras representativas extraídas de las perforaciones de la exploración. Datos adicionales de mucho mayor significado que los que se deducirían de extensos ensayos de suelos se podrían obtener, en menos tiempo y con menor gasto, por medio de simples ensayos de penetración en el terreno, a lo largo de líneas verticales poco espaciadas entre sí, ya que dichos ensayos pondrían en evidencia las zonas débiles que pudiera haber entre perforaciones. El descubrimiento de dichas zonas es más importante que el conocimiento exacto de las propiedades de algunas muestras tomadas al azar.

Lo que se acaba de decir demuestra que, si el perfil del subsuelo es complejo, es muy probable que un programa elaborado de ensayos de suelo se halle fuera de lugar. Por ello, los métodos para la exploración del suelo deben elegirse, de acuerdo con el tipo de perfil del subsuelo, en el lugar mismo de la construcción. En lo que sigue se describen las características de los principales tipos de perfiles del subsuelo que comúnmente se encuentran en la práctica.

La expresión *perfil del subsuelo*, o simplemente *perfil del suelo*, indica una sección vertical a través del terreno, que muestra los espesores y el orden de sucesión de los estratos. El término *estrato* se aplica a una capa de suelo relativamente bien definida, que se halla en contacto con otras capas de características bien diferentes. Si los límites entre estratos son más o menos paralelos, se dice que el perfil del suelo es *simple* o *regular*. Si, por el contrario, los límites son irregulares, se dice que el perfil del suelo es *errático*.

Hasta una profundidad comprendida entre 1,50 y 2 metros, a contar de la superficie del terreno, y excepcionalmente hasta una profundidad mayor, las propiedades físicas del suelo son influidas por los cambios periódicos de humedad y temperatura y por los agentes biológicos, como ser las raíces, los gusanos y las bacterias. La parte superior de esta región se conoce como horizonte A, y se caracteriza por estar sujeto, principalmente, a los efectos mecánicos del clima y a la pérdida por lavado de algunos de sus elementos. La parte inferior se identifica como horizonte B y es donde se precipitan y acumulan en parte las sustancias lavadas del horizonte A.

Las propiedades de los suelos de los horizontes A y B interesan especialmente a los agrónomos y a los ingenieros viales. Los ingenieros de suelos y fundaciones se interesan más en el material madre inferior. Debajo del horizonte B, las características del suelo vienen determinadas solo por la materia prima de la cual derivan, por la forma en que se depositó y por los procesos geológicos que le siguieron. Los estratos individuales que constituyen el perfil del suelo debajo del horizonte B pueden ser bastante homogéneos, o bien estar compuestos por partes menores cuyas propiedades se diferencian más o menos del término medio. La forma, el tamaño y la distribución de estas partes más pequeñas determinan la *estructura primaria* del depósito. Como la mayoría de los suelos fueron depositados bajo agua, la estructura primaria más común es la *estratificación*. Si las capas individuales no tienen espesores mayores de unos 2 a 3 cm y además son aproximadamente del mismo espesor, se dice que el suelo es

*laminar*. Un ejemplo lo dan las arcillas laminares descritas en el artículo 2. La acción del hielo, de los deslizamientos de taludes naturales, de los ríos torrenciales y de otros agentes naturales conduce a la formación de depósitos con una *estructura errática*. Cuanto más se aproxima la estructura de una masa de suelo al tipo errático, tanto más difícil resulta determinar valores medios para las constantes y parámetros del suelo y más incierto es el resultado.

En arcillas resistentes y otros suelos con gran cohesión, la estructura primaria puede llevar asociada una *estructura secundaria*, que se desarrolla después que el suelo ha sido depositado. La más importante de las características estructurales secundarias está constituida por los sistemas de fisuras capilares, grietas, diaclasas y espejos de fricción. Las fisuras capilares, grietas y diaclasas se presentan comúnmente en las arcillas que se formaron en llanuras inundables y que consisten en capas, cada una de las cuales, después de ser depositada, estuvo temporariamente expuesta a la atmósfera. La contracción originó las fisuras durante el período de exposición. El deslizamiento a lo largo de fisuras existentes o recientemente formadas, originado como consecuencia de cambios de volumen producidos por procesos químicos o por deformaciones debidas a fuerzas tectónicas o gravitacionales, pule las caras de las fisuras dando origen a los espejos de fricción.

Si un estrato cohesivo tiene una estructura secundaria bien desarrollada, los resultados de los ensayos de laboratorio pueden proporcionar una concepción errónea de sus propiedades mecánicas. Por ello, tratándose de suelos con estas características, la única guía de confianza que le queda al ingeniero consiste en su criterio, formado en la experiencia adquirida en el terreno con materiales similares y, en algunos casos, ensayos en sitio en gran escala.

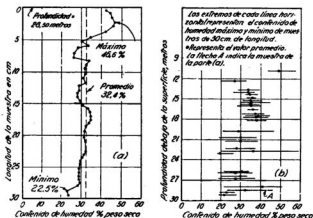


Fig. 43.1. Variación del contenido natural de humedad de la arcilla de una perforación en Boston. (a) Variación dentro de una distancia vertical igual a 30 centímetros; (b) Variación en toda la altura de la perforación.

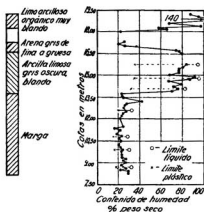


Fig. 43.2. Variación del contenido de humedad de las muestras de una perforación en un depósito costero compuesto.

La experiencia ha indicado que las propiedades físicas de casi todos los estratos naturales de suelo varían considerablemente en la dirección vertical y mucho menos en las direcciones horizontales. Este hecho es demostrado en forma clara por la variación del contenido natural de humedad de arcillas que, en base a una inspección visual, aparecen como homogéneas. La figura 43.1, por ejemplo, muestra los resultados de una investigación sobre el contenido de humedad de una capa de arcilla en Boston. La figura 43.1a indica las variaciones dentro de un espesor de 30 centímetros y la 43.1b en todo el estrato de 18 metros de espesor. Si la masa de arcilla tiene aspecto de no ser homogénea, su contenido de humedad es probable que varíe con la profundidad de una manera tan errática como la que indica la figura 43.2.

Si un estrato es del tipo errático, la única manera de obtener una información adecuada con respecto a cómo varían las propiedades del suelo, consiste en la extracción de muestras continuas que abarquen todo el espesor del estrato y en efectuar ensayos sobre cada parte del material de la muestra obtenida, o bien en ejecutar ensayos adecuados en el terreno. Cierta tipo de ensayos, como los de penetración, proporcionan un registro continuo de las variaciones de resistencia del estrato. Otros, como los ensayos de bombeo, utilizados para determinar el coeficiente de permeabilidad, proporcionan valores medios de las propiedades del suelo que se investiga.

### ***Influencia del tamaño de la obra sobre el programa de exploración***

En la preparación del programa de exploración del suelo debe considerarse también la magnitud de la construcción. Si la construcción que se propone ejecutar implica solo un gasto ínfimo, el proyectista no debe incluir

en la investigación más que un pequeño número de perforaciones de reconocimiento, y unos pocos ensayos de identificación, clasificación y resistencia sobre muestras representativas de los suelos. La falta de información exacta con respecto a las condiciones del subsuelo se compensa usando en el proyecto un coeficiente de seguridad mayor. Si, por el contrario, con condiciones similares del subsuelo, hay que ejecutar una construcción de iguales características que la anterior, pero de gran volumen, aun el costo de una investigación completa y elaborada es generalmente pequeño, comparado con las economías que pueden efectuarse utilizando sus resultados en el proyecto y en la construcción, o comparado con los gastos que se originarían por una falla debida a hipótesis erróneas de proyecto. Por ello, por lo común, en proyectos de importancia, las investigaciones minuciosas del subsuelo se justifican integralmente.

Para poder adaptar el programa de exploración a los requerimientos de una obra dada y obtener los datos esenciales con un mínimo de tiempo y dinero, el ingeniero debe hallarse familiarizado con los elementos y procedimientos existentes para explorar el subsuelo, con los métodos para analizar y clasificar los resultados de ensayos de laboratorio y de ensayos en el terreno, y con las incertidumbres que encierran los resultados que se obtienen con los diferentes métodos de exploración del suelo. Estos temas se estudian en los dos artículos que siguen.

### ***Causas de falsas interpretaciones de las condiciones del subsuelo***

Cualesquiera sean las condiciones del subsuelo y el programa de perforaciones y auscultaciones, la exploración solo provee información relativa a la secuencia de materiales a lo largo de líneas verticales, comúnmente espaciadas no menos de 15 m, e información relativa a las propiedades físicas significativas de lo que se cree son muestras representativas. En base a esta información, más bien fragmentaria, el proyectista se ve obligado a construir el perfil del suelo por interpolación entre perforaciones y muestras, dividir el subsuelo en zonas que constan de materiales con aproximadamente las mismas propiedades ingenieriles, y estimar para cada zona los valores medios de los parámetros del suelo que aparecen en sus ecuaciones. A partir de ese momento olvida los suelos reales y opera con materiales ficticios. Por tanto, el grado de seguridad de los resultados de sus cálculos depende enteramente de la diferencia entre el subsuelo real y el ideal. Si una diferencia desfavorable de una naturaleza esencial ha escapado a su atención, el proyecto preparado en base a dichos datos puede resultar insatisfactorio a pesar de una investigación adecuada del subsuelo.

La experiencia ha demostrado que las causas de una interpretación fatal de las condiciones de subsuelo pueden dividirse en tres categorías:

1. Influencia en los resultados de los ensayos de una excesiva alteración de las muestras o diferencias significativas entre los ensayos y las condiciones del terreno.

2. No alcanzar a reconocer o juzgar correctamente las condiciones más desfavorables del subsuelo compatibles con los datos del terreno.

3. Un inadecuado contacto entre las organizaciones de proyecto y construcción, que impidan detectar diferencias significativas de las condiciones o de los procedimientos de construcción con respecto a los anticipados o especificados por el proyectista (Terzaghi, 1958a, 1963).

### ***Observaciones durante la construcción***

Proyectar en base a las hipótesis más desfavorables es inevitablemente antieconómico, pero ningún otro procedimiento provee al proyectista, antes de la construcción, la seguridad de que la estructura no va a desarrollar defectos como consecuencia de condiciones de suelo no anticipadas. No obstante, si el proyecto permite modificaciones durante la construcción, se pueden realizar economías importantes concretándolo en base a las más probables en lugar de las más desfavorables posibilidades. El vacío en la información disponible se llena con observaciones durante la construcción, y el proyecto se modifica de acuerdo con dichas observaciones. Esta forma de proyectar puede denominarse "*el procedimiento de la observación en obra*".

El procedimiento de la observación en obra se ha practicado con éxito durante toda la historia de la construcción de túneles, debido a que la construcción de su revestimiento permanente va usualmente precedida de la instalación de soportes temporarios y la observación de su comportamiento provee toda la información necesaria para adaptar el proyecto de los revestimientos permanentes a condiciones del subsuelo desfavorables no anticipadas. Por otro lado, en diques de tierra e ingeniería de fundación, las estructuras permanentes se proyectan antes que comiencen las operaciones de construcción, y las consecuencias de una fuente de error no anticipada no aparecen hasta que la estructura está en un estado avanzado de construcción.

Para poder usar con éxito el procedimiento de la observación en obra en la ingeniería de suelos, se deben satisfacer dos requerimientos. Primero, las características generales de las zonas débiles deben ser reveladas por los resultados de la exploración del subsuelo antes que se inicie la construcción. Segundo, deben tomarse las previsiones necesarias para obtener durante la construcción una información cuantitativa con respecto a las características indeseables de estas zonas antes que sea demasiado tarde para poder modificar el proyecto de acuerdo con estas observaciones. Estos requerimientos no pudieron ser satisfechos hasta que se entendió con claridad la mecánica de la interacción entre el suelo y el agua y se desarrollaron medios de observación adecuados. Según cual sea la naturaleza de la obra, los datos que se necesitan para practicar el procedimiento de la observación en obra se obtienen midiendo las presiones de poros, los niveles piezométricos, las cargas, las tensiones, los desplazamientos horizontales, verticales y angulares, y el volumen del escurrimiento del agua. Los medios para hacer las mediciones se describen en el Capítulo 12 y en los Capítulos 8 y 11 se dan algunos ejemplos al respecto. En la lista de las lecturas seleccionadas que se agrega a

continuación se relatan con detalles modificaciones de proyecto producidas durante la construcción en obras diversas.

#### Lecturas seleccionadas

Las referencias que siguen contienen ejemplos de procedimientos por los cuales el proyecto fue modificado como consecuencia de observaciones realizadas durante la construcción:

- Graftio, H. (1936). Some features in connection with the foundation of Svir 3 hydro-electric power development. *Proceedings de la Primera Conferencia Internacional de Mecánica de Suelos*, Cambridge, Mass. I, págs. 284-290. Tómese especial cuenta de los métodos para adaptar el proyecto y la construcción a las propiedades elásticas del terreno.
- Fitz Hugh, M. M., J. S. Miller y K. Terzaghi (1947). "Shipways with cellular walls on a marl foundation", *Transactions ASCE*, 112, págs. 298-324.
- Zeevaert, L. (1957). "Foundation design and behaviour of Tower Latino Americana in Mexico City", *Geotechnique*, 7, N° 3, págs. 115-133.
- Casagrande, A. (1960d). "An unsolved problem of embankment stability on soft ground", *Proceedings Primera Conferencia Panamericana de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones*, México, 2, págs. 721-746.
- Terzaghi, K. (1960d). "Stabilization of landslides", Series de memorándum incluidos en *From theory to practice in soil mechanics*, New York, John Wiley and Sons, págs. 409-415.
- Terzaghi, K. y T. M. Leps (1960). "Design and performance of Vermilion dam", *Transactions ASCE*, 125, págs. 63-100.
- Terzaghi, K. y Y. Lacroix (1965). "Mission dam, an earth and rockfill dam on a highly compressible foundation", *Geotechnique*, 14, págs. 14-50.
- Casagrande, A. (1965). "Role of the 'calculated risk' in earthwork and foundation engineering", *ASCE J. Soil Mechanics*, 91, N° SM4, July, págs. 1-40.

## ART. 44 MÉTODOS DE EXPLORACIÓN DEL SUELO

### Procedimientos principales

Toda investigación del subsuelo debiera ser precedida de una revisión de la información existente respecto de las condiciones geológicas del terreno en o cerca del lugar. En la mayoría de las veces esta información debe ser suplementada con los resultados de investigaciones más directas. Usualmente, el primer paso consiste en ejecutar unos pocos sondeos por un método rápido y obtener muestras suficientemente intactas de los suelos que forman cada uno de los estratos encontrados por las herramientas de sondeo. Estos sondeos se conocen como perforaciones exploratorias. Se puede necesitar además un muestreo más refinado, ensayos en el terreno o ambos. Las muestras proporcionan el material para una investigación de las propiedades del suelo por medio de ensayos de laboratorio. Los ensayos en el terreno, como los de penetración, los de corte en el lugar o los de bombeo, proporcionan información directa relativa a detalles del perfil del suelo y a las propiedades del suelo *in situ*.

Desde hace algunos años ciertos métodos geofísicos de exploración se han adaptado a los propósitos de la ingeniería civil. Utilizando estos métodos, por observaciones efectuadas en la superficie del terreno, es posible

obtener datos con respecto a la posición del plano de separación entre el suelo y la roca. Si la roca es sana y su superficie superior no es demasiado irregular, se puede determinar la posición y la topografía de la misma mucho más económica y rápidamente que por medio de perforaciones. Bajo condiciones favorables, los métodos geofísicos han dado buenos resultados para determinar la posición de los límites entre los diferentes estratos de suelos y obtener datos respecto de las propiedades físicas de los mismos. No obstante, en muchos casos, los resultados de tales relevamientos han conducido a conclusiones totalmente erróneas. Por ello, no se debe confiar en los métodos geofísicos a menos que sus resultados sean adecuadamente controlados con perforaciones u otros medios directos de investigación.

Los métodos para obtener muestras se adaptan a los requerimientos de la obra. Por otro lado, los procedimientos de perforación para bajar un sacatestigos a la cota de extracción de la muestra y retirarlo del terreno después que el mismo ha penetrado en su masa están determinados en gran parte por la economía y las condiciones del lugar. Como regla, para un procedimiento dado de muestreo, se pueden utilizar uno de varios métodos posibles de perforación. Por ello en los apartados que siguen los métodos de perforación y muestreo se describen separadamente.

### **Perforaciones**

**Formas de perforar.** Los procedimientos más rápidos y más económicos para perforar se basan en el uso de la inyección de agua, el barreno o la perforación rotativa. Para poca profundidad, hasta unos 3 metros, se usa preferentemente el barreno; para profundidades mayores tienen aplicación los tres procedimientos.

**Perforaciones a inyección de agua.** El equipo para efectuar perforaciones a inyección (Mohr, 1943) incluye generalmente un *caño camisa* de 2,5 a 3 pulgadas de diámetro, en trozos de 1,50 o de 3 metros, que sirve de soporte a las paredes de la perforación; un peso o martillo para hincar la camisa en el terreno; un trípode para levantar los caños y el peso; y un caño de inyección de una a una y media pulgada de diámetro en longitudes de 1,50 ó 3 metros. El caño de inyección lleva en su extremidad superior una cabeza giratoria que sirve de unión con la manguera de la bomba de inyección, y en su extremidad inferior una punta o barreno de inyección que tiene agujeros por donde se fuerza el agua que se bombea por la parte superior (figura 44.2d). El equipo incluye también un recipiente para almacenar agua y una bomba a mano o a motor.

Para iniciar una perforación a inyección (fig. 44.1) se instala el trípode y luego se hincan en el terreno un trozo de caño de 1,50 metros hasta una profundidad de 1,20 metros. Se conecta a la parte superior del mismo una T, en la forma que lo indica la figura 44.1, de modo que el brazo horizontal de la T desemboque en el recipiente. Se levanta el caño de inyección a la posición vertical por medio de una sogá accionada a mano, a través de una polea colocada en la parte superior del trípode, y luego se baja hasta la parte superior del caño camisa. Se pone en marcha la bomba y se hace

circular el agua, del recipiente a la cabeza giratoria y al caño de inyección, hasta salir por la punta de inyección, de donde asciende por el espacio anular entre la camisa y el caño de inyección, pasa por la T y vuelve al recipiente. El agua arrastra del fondo del pozo trozos de suelo que se depositan en el recipiente, donde pueden ser examinados. A medida que se hace circular agua, se levanta y baja el caño de inyección rotándolo al bajarlo para romper el suelo que penetra. Repitiendo esta operación se avanza con la perforación, agregando caños cuando se necesitan.

A medida que progresa la perforación, se observan el color y la apariencia general del agua que sale de la misma. Cuando se nota un cambio, se para la inyección y se introduce un sacatestigos para sacar una muestra de suelo. Cuando las características del suelo aparecen como uniformes, se obtienen muestras cada metro o cada metro y medio. No se deben tolerar variaciones con respecto a este procedimiento, pues pueden conducir a serios errores relativos a las condiciones del subsuelo. En efecto, aun cuando la toma de muestras se haga en forma consciente, capas de arcilla de hasta un metro de espesor pueden pasar inadvertidas cuando están situadas entre dos capas de arena.

Toda vez que se para el avance con el objeto de tomar una muestra,

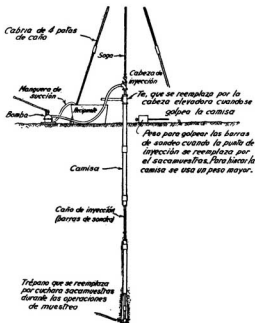


Fig. 44.1. Aparato para ejecutar perforaciones con inyección de agua (según H. A. Mohr, 1943).

debe esperarse que el agua en el caño camisa alcance un nivel estacionario, que corresponde al nivel de la napa freática, el que se determina y anota \*. No es raro que el agua de los estratos inferiores se eleve a niveles mucho más altos del que alcanza el agua de los estratos superiores. Cuando se presenta una condición como ésta, debe hacerse constar expresamente, pues su omisión podría conducir a consecuencias graves. En algunos casos extraordinarios se puede presentar una situación inversa a la descripta anteriormente.

El equipo simple descrito en los párrafos precedentes tiene la ventaja de que un perforador experimentado y consciente puede usualmente detectar cambios en las características de los materiales a través de la sensación que le da el caño de la inyección a medida que es golpeado y girado, y de la observación del color del retorno de la inyección. Por ello puede con frecuencia fijar los niveles de los límites entre lentes o estratos con razonable exactitud y parar la perforación para tomar muestras representativas de todos los materiales penetrados. Los otros métodos de perforación o los equipos más elaborados de inyección no comparten esta ventaja. Son, sin embargo, usados extensivamente debido a su economía y rapidez. Sus desventajas con respecto a la comprobación de cambios en las condiciones del subsuelo deben ser compensadas por un muestreo más frecuente o aun continuo.

*Perforación rotativa.* Las características esenciales de la perforación rotativa son similares a la que se practica por inyección, excepto que la barra de perforación y el taladro cortante se hacen girar mecánicamente a medida que el pozo avanza. El taladro cortante contiene agujeros por los cuales el agua circulante emerge y levanta los trozos de material a medida que asciende por el espacio anular fuera de la barra de perforación. Mientras se hacen rotar, las barras de perforación se presionan mecánica o hidráulicamente hacia abajo. Pueden retirarse y la herramienta cortante ser sustituida por un sacatestigos toda vez que se necesite una muestra.

En las perforaciones rotativas, el fluido circulante con frecuencia no está constituido por agua sino por barro de perforación, usualmente una suspensión de bentonita de consistencia cremosa con una densidad específica de 1,09 a 1,15. Cuanto mayor sea la densidad del fluido, más se facilita la remoción de las partículas del material desmenuzado. Además, las características ligeramente tixotrópicas del barro ayuda a impedir la acumulación de partículas en el fondo de la perforación, en el intervalo de tiempo que

\* Cuando en la inyección se utiliza agua solamente, es importante que este nivel se mantenga igual o superior al de la napa freática, para evitar que en el fondo de la perforación el suelo a muestrear se vea sometido a presiones ascendentes de filtración que lo alteren, en particular en el caso de materiales no cohesivos, como arena y limos no plásticos. Para ello debe cuidarse de compensar el volumen que se desplaza al retirar, antes del muestreo, el caño de inyección. (Véase Ireland, H. O., Moretto, O. y Vargas, M. "The Dynamic Penetration Test-A Standard that is not Standardized", *Geotécnica*, Londres, junio, 1970). Por otro lado, cuando se perfora sin camisa usando lodo bentonítico, la determinación del nivel freático es más incierta, pues el equilibrio solo se obtiene limpiando el pozo con agua limpia y esperando un tiempo, en general no menor de 24 horas. (N. del T.)

trascurre entre perforación y muestreo. Más aún, el barro forma una delgada capa de material cohesivo en las paredes de la perforación, que usualmente impide su derrumbe en aquellas partes que atraviesa suelo con poca o ninguna cohesión. Por ello, excepto para la parte superior del pozo, la camisa con frecuencia no es necesaria.

El uso de fluido de perforación elimina la posibilidad de determinar los diversos niveles piezométricos correspondientes a los varios estratos permeables a través de los cuales pasa la perforación.

*Perforaciones a barreno.* Casi universalmente las perforaciones poco profundas se hacen utilizando barrenos. Se ejecutan introduciendo en el terreno por rotación la punta helicoidal del barreno, generalmente del tipo mostrado en la fig. 44.2a, para luego retirarlo con el suelo que se le adhiere. Este suelo se examina, y se repite la operación introduciendo y rotando nuevamente el barreno. Si el pozo que así se ejecuta se cierra por esponjamiento del suelo o resulta desmoronable, debe encamisarse con caños de diámetro interior algo mayor que el diámetro del barreno. La camisa se hinca hasta una cota no inferior al nivel en que se va a iniciar la toma de una muestra y se limpia utilizando el mismo barreno. Se inserta luego el barreno dentro del pozo limpio y se introduce en el suelo situado por debajo de la punta de la camisa para extraer la muestra. En arena, por debajo de la napa freática, no es posible efectuar perforaciones con barreno, pues el material no permanece adherido al mismo.

Las muestras de suelo cohesivo obtenidas con barrenos contienen todos los elementos sólidos que constituyen el material, pero su estructura ha sido completamente destruida y, por debajo del nivel freático, su contenido de humedad suele con frecuencia ser mayor que el que posee el suelo in situ. Por ello, el uso de barrenos como herramienta de perforación no excluye la necesidad de obtener muestras con cuchara sacamuestras toda vez que la perforación alcanza un estrato nuevo. Solo las muestras obtenidas con cuchara pueden considerarse representativas de las características del suelo inalterado.

Cuando un estrato relativamente firme, como ser una capa de grava, es seguido de uno blando, no es raro que perforando con barreno no se llegue a determinar la cota real de separación entre ambos. En cierto caso, por ejemplo, la presencia de un estrato de arcilla blanda de 2,40 metros de espesor, situado entre dos potentes capas de grava, pasó completamente inadvertida. En otro, la línea de separación entre un estrato de grava y otro de arcilla blanda que le seguía en profundidad fue ubicada tres metros por debajo de su posición real. Los errores de este tipo se producen cuando se hinca la camisa por debajo del nivel a que opera el barreno, pues en ese caso la camisa arrastra los granos de grava y los introduce en la capa de arcilla. Pueden evitarse avanzando siempre más con el barreno que con la camisa, tanto como lo permita el material.

Por medio de equipos mecánicos, las perforaciones a barreno pueden alcanzar también profundidades mayores de 30 m, con diámetros superiores a un metro. Los *barrenos continuos* están constituidos por segmentos que se hacen penetrar por rotación en forma sucesiva uniéndolos a medida

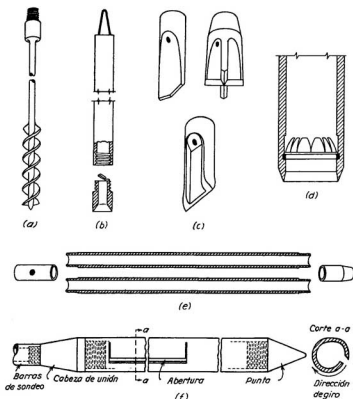


Fig. 44.2. Herramientas de muestreo para perforaciones exploratorias: (a) barreno; (b) sonda; (c) trépanos; (d) diafragma para sostener la muestra; (e) sacamuestras partido; (f) cucharón raspador.

que los segmentos entran en el terreno. El material desmenuzado sube a la superficie a lo largo de las espirales, pero la profundidad de la cual proviene un material dado no puede conocerse con certeza. Por ello, el barreno debe retirarse con frecuencia para permitir un examen del material adherido a su punta o preferentemente permitir un muestreo. El *barreno de barra hueca* (fig. 44.3) es una variante del barreno continuo y permite el muestreo por debajo de su extremo inferior sin que el mismo deba extraerse de la perforación. También elimina la necesidad de un encamisado.

*Registros de las perforaciones exploratorias.* Cualquiera sea el procedimiento utilizado para efectuar una perforación exploratoria, las notas tomadas en el terreno por el perforador, o por el ingeniero supervisor, deben

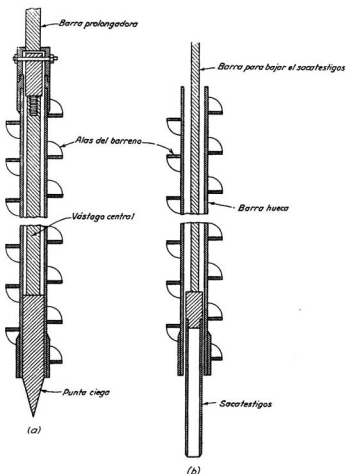


Fig. 44.3. Barreno de barra hueca. (a) Tapado en la punta cuando se avanza; (b) punta ciega retirada para insertar sacatestigos a fin de obtener muestras por debajo de la profundidad de avance.

contener la fecha en que se realizó la perforación, la situación de la misma con respecto a un sistema permanente de coordenadas y la cota del terreno natural referida a un punto fijo permanente. Deben incluir, asimismo, la elevación de la napa freática, las cotas de separación entre los sucesivos estratos de suelos, la clasificación de los mismos efectuada por el perforador y los valores de la resistencia a penetración obtenida por medio del ensayo de penetración normal. Debe, además, anotarse el tipo de herramienta utili-

zada para perforar, y si hubiese sido necesario cambiar de herramienta, indicar a qué profundidad y por qué razones se efectuó el cambio. Las perforaciones incompletas, o que fueron abandonadas, deben describirse con el mismo cuidado que las perforaciones completadas. Las notas tomadas durante las perforaciones deben incluir todos los fenómenos observados que pueden resultar de utilidad, como, por ejemplo, las cotas en que se notó que por infiltración en el pozo se producía una pérdida de agua de inyección.

Si el plano de fundación va a estar situado por debajo de la napa freática, es aconsejable transformar al menos una de las perforaciones en un pozo de observación, para registrar los movimientos de la napa durante la construcción. Cuando se prevé colocar hormigón por debajo de la napa deben tomarse muestras de agua, con un volumen de 3 a 4 litros, de varias de las perforaciones, a fin de someterlas al análisis químico para determinar si el agua contiene elementos nocivos en suficiente cantidad como para atacar al hormigón. Si existe alguna indicación de que el agua contiene gases, el análisis debe hacerse en el lugar, inmediatamente después de tomadas las muestras.

La información contenida en las notas tomadas en el terreno debe reunirse en la forma de perfiles de las perforaciones, en los cuales las cotas de separación entre estratos se dibujan a escala en su posición correcta.

### **Muestreo**

**Propósito.** Las partículas demenzadas y el producto del retorno de la inyección de las perforaciones exploratorias son inadecuados para proveer una concepción satisfactoria de las características ingenieriles de los suelos encontrados o incluso del espesor y la profundidad de los varios estratos. Es un tipo de evidencia tan limitada que, en la mayoría de los casos, conduce a conclusiones erróneas y ha sido responsable de muchas fallas de fundación.

La identificación adecuada de los materiales del subsuelo requiere que las muestras recuperadas contengan todos los elementos constitutivos del material en sus propias proporciones. Más aún, la evaluación de las propiedades ingenieriles apropiadas, como la resistencia, la compresibilidad o la permeabilidad, puede requerir la realización de ensayos de laboratorio sobre muestras bastante intactas o aun virtualmente inalteradas. El gasto de tiempo y de dinero aumenta rápidamente a medida que las exigencias se hacen más estrictas con respecto al grado de alteración que puede ser tolerado y con el aumento del diámetro de la muestra. Por ello, en obras pequeñas o en los períodos iniciales exploratorios en obras grandes y complejas es usualmente preferible obtener muestras suficientemente intactas, aunque relativamente poco costosas, de perforaciones exploratorias. En base a la información recogida de estas muestras se puede considerar la necesidad de emplear procedimientos de muestreo más elaborados.

**Uso del sacamuestras partido en la toma de muestras en perforaciones exploratorias.** Para obtener muestras de suelo de las perforaciones exploratorias se utiliza una *cuchara o tubo sacamuestras* que se baja con barras

de sondeo, que pueden o no ser las mismas utilizadas para el barreno o para la punta de inyección. El sacamuestras es entonces forzado o hincado en el terreno, para ser luego retirado con la muestra en su interior.

Los sacamuestras para perforaciones exploratorias suelen consistir en un trozo de caño reforzado de aproximadamente 1,5 pulgadas de diámetro interior y de 30 a 60 centímetros de largo que ha sido dividido longitudinalmente, en la forma en que lo indica la figura 44.2e, y que por tal motivo se distingue con el nombre de *sacamuestras partido*. Para tomar la muestra, las dos mitades del tubo se mantienen unidas por dos pequeños trozos de caño enroscados a sus extremos; uno de éstos sirve de pieza de unión con las barras de sondeo, y el otro, que ha sido afilado en una de sus puntas, como zapato que facilita la entrada del sacamuestras en el terreno.

Según es práctica usual, el perforador extrae la muestra de la cuchara, la inspecciona y clasifica guardando una porción en un frasco de vidrio con tapa hermética, porción que luego envía al ingeniero para su inspección visual. Como práctica, es preferible que las muestras a guardar en frasco sean suficientemente grandes para que, bien selladas y cuidadosamente identificadas, puedan enviarse a un laboratorio para que se determinen sus propiedades índice. Para los ensayos solo debe usarse un trozo de cada muestra, guardándose el resto en frascos con cierre hermético, a disposición de los contratistas que quieran examinarlas.

Las muestras de arcilla obtenidas con cuchara sacamuestras retienen al menos parte de las características del suelo inalterado, pero tratándose de suelos de alta permeabilidad, las muestras, al penetrar dentro del sacamuestras, sufren una enérgica compactación, independientemente de si el suelo *in situ* se halla en estado suelto o en estado denso. Por ello, dichas muestras no alcanzan a informar al ingeniero sobre la densidad relativa del suelo a pesar de que, como regla general, la determinación de esta propiedad es mucho más importante que las que se relacionan con las características intrínsecas de los granos.

El método más simple para obtener al menos alguna idea sobre el grado de compactación del suelo *in situ* consiste en contar el número de golpes que se requieren para hincar la cuchara sacamuestras 30 centímetros en el terreno con un peso determinado y una altura de caída fija. La figura 44.4 indica las dimensiones de una cuchara que se considera *normal*,

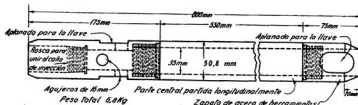


Fig. 44.4. Dimensiones del sacamuestras partido para ensayos de penetración normales. (Cortesía de Raymond Concrete Pile Co.)

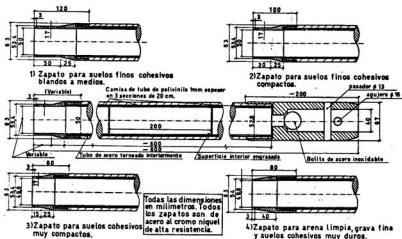
la que se hinca con un peso de 65 kg y 75 centímetros de caída\*. Para operar con la misma, se limpia primero la perforación por medio de inyección de agua, o con un barreno, y luego se baja la cuchara enroscada al extremo de las barras de sondeo. Una vez que la cuchara ha llegado al fondo de la perforación, se golpea la cabeza de las barras de sondeo para que el sacamuestras penetre unos 15 centímetros en el suelo. Se inicia entonces el ensayo de penetración, contando el número de golpes necesarios para hacer penetrar la cuchara 30 centímetros más. Este procedimiento se conoce como *ensayo normal de penetración* y, como proporciona una información vital con muy poco esfuerzo extra, no debiera ser omitido jamás.

En arenas no cohesivas o muy poco cohesivas, situadas debajo de la napa freática, es común que el suelo se desprenda del sacamuestras mientras éste se levanta del fondo de la perforación\*\*. El uso de sondas con sopa-

\* En algunos países se obtiene la misma energía de hinca utilizando un peso de 70 kg que cae de 70 cm de altura. (N. del T.)

\*\* El desprendimiento de los suelos no cohesivos se produce por lavado, el que es favorecido por la filtración a través de la junta longitudinal de la cuchara partida. Se evita utilizando lodo bentonítico y un sacamuestras enterizo provisto de una adecuada válvula de cabeza, como el de la figura agregada a esta nota, por ejemplo. (Véase Moretto, O., 1967): "Minimum requirements for a subsoil investigation for foundation purposes". Symposium on Site Investigation for Foundation, Central Building Research Institute, Roorkee, India. También: "Discussion on field investigations". Proc. 2º Congreso Panam. de Mec. de Suelos y Fundaciones, Vol. II, pág. 533, Brasil, 1963.

El uso de este sacatestigos en sustitución de la cuchara partida, siguiendo la misma técnica aquí descrita para realizar un ensayo normal de penetración, ha sido oficializado como obligatorio por algunas reparticiones públicas de la Argentina. Exige practicar una perforación de tres pulgadas sin otro gasto adicional. (N. del T.)



Sacamuestras enterizo con zapatos intercambiables.

pas (figura 44.2b) no resulta satisfactorio porque el amasado del suelo que se requiere para llenarlas lava y separa las partículas finas de la arena. Para obtener muestras de arena que contengan todos sus elementos, se necesita experimentar con otros dispositivos, tales como la cuchara sacamuestras que lleva un retén diafragma de acero de elástico que impide la caída de la arena (fig. 44.2c). El retén diafragma se halla unido a las paredes del sacamuestras en su parte inferior y, cuando éste se levanta, los elásticos flexionan hacia el centro. Si ninguna partícula gruesa se les interpone en el camino los elásticos se unen para constituir un fondo en forma de domo que soporta la muestra.

Si el sacamuestras con diafragma no retiene la arena, se pueden obtener muestras razonablemente completas por medio del cucharón rascador indicado en la figura 44.2f, que se utiliza en perforaciones de cuatro pulgadas. El cucharón, cuyo extremo inferior se halla obturado con una punta cónica, tiene un diámetro interno de 2,5 pulgadas y una longitud de 75 centímetros. En la mitad superior del cucharón hay una ranura, uno de cuyos labios se ha doblado hacia afuera y se ha afilado como cuchillo. Para obtener la muestra, se hinca primero todo el cucharón en el terreno y luego se lo hace rotar en el sentido indicado en la figura para que la hoja afilada de la ranura corte el suelo. El material cortado se acumula primero en la parte inferior del cucharón y luego llena la parte superior, obteniéndose una muestra completamente alterada y en parte segregada, pero con muy poca pérdida del material fino.

Si en una perforación exploratoria de 2,5 pulgadas de diámetro se encuentra un estrato de grava, no se pueden obtener muestras del material, y muchas veces resulta hasta imposible atravesar el estrato con la camisa, de modo que la perforación debe abandonarse. En estos casos, la nueva perforación debe tener, como mínimo, un diámetro de 4 pulgadas.

*Muestras en tubos de pared delgada.* Cuando la obra requiere información fehaciente respecto de la resistencia al corte o a las características tensiones-deformaciones del depósito, el grado de alteración de las muestras debe ser reducido al mínimo compatible con los beneficios que ha de brindar la información. Cualquiera sea el sacatestigos a utilizar, hay cierta magnitud de alteración del suelo que resulta inevitable.

El grado de alteración depende de las dimensiones del sacamuestras y del procedimiento que se ha utilizado para introducirlo en el suelo. La hincada del sacamuestras por medio de golpes sucesivos de un martillo es el procedimiento que origina la mayor alteración, mientras que su introducción rápida y a velocidad constante por medio de un esfuerzo estático produce los mejores resultados. Para muestras de un diámetro dado, introducidas en el terreno por el mismo procedimiento, el grado de alteración depende del índice de áreas:

$$A_r(\%) = 100 \frac{D_e^2 - D_i^2}{D_i^2} \quad (44.1)$$

en la que  $D_e$  es diámetro externo, y  $D_i$  el diámetro interno del tubo sacamuestras (Hvorslev, 1948). El índice de área del sacamuestras partido usado comúnmente en el ensayo de penetración normal es 112 %, mientras que su valor no debe exceder de un 20 % si la alteración ha de ser minimizada.

Si las perforaciones exploratorias son encamisadas con un caño de un diámetro interno de 2½ pulgadas, el sacatestigos más grande a usar no puede exceder un diámetro externo de 2 pulgadas. Se pueden extraer muestras razonablemente satisfactorias con tubos sacatestigos de 2 pulgadas con un espesor de pared variable entre 1,4 y 1,6 mm y un índice de área de alrededor del 13 %. Los tubos tienen comúnmente una longitud que varía entre 75 y 90 cm. Sus extremos inferiores se biselan formando un borde cortante y sus extremos superiores se adaptan para unirlos a barras de perforación (fig. 44.5).

Para obtener una muestra, se conecta el tubo al extremo de las barras de sondeo y se baja dentro del pozo que, previamente, ha sido limpiado con la inyección o con un barreno, sonda o cuchara. Se hinca luego el sacamuestras en el fondo de la perforación hasta que penetre toda su longitud menos unos 15 centímetros. De preferencia, la entrada del sacamuestras en el terreno debe efectuarse con una fuerza estática y en un movimiento rápido y continuo, utilizando un aparejo de poleas dispuesto en tal forma que la reacción se ejerza sobre la camisa o bien utilizando un gato hidráulico\*. Debe evitarse que el sacamuestras se hincue por medio de golpes aplicados con un martillo. Una vez que se ha hincado el sacamuestras, se hacen rotar las barras de sondeo para cortar el extremo inferior de la muestra, y se levanta y retira el sacamuestras. Se limpian ambos extremos de éste con cuidado, sacándole parte del material recuperado, de modo que se puedan insertar discos de metal para proteger las caras extremas de la muestra de suelo, y finalmente sobre los discos metálicos se echa parafina\*\* con el objeto de formar un tapón que evite la evaporación.

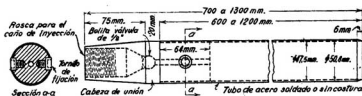


Fig. 44.5. Tubo sacamuestras de dos pulgadas.

\* Debe hacerse presente que el procedimiento solo es aplicable a suelos cohesivos compactos, o de consistencia menor, que no contienen concreciones duras. Para suelos más resistentes o con concreciones duras hay que recurrir a un sacatestigos tipo Denison o similar. (N. del T.)

\*\* En lugar de parafina, la práctica más reciente aconseja usar de preferencia cera mineral pues es más impermeable que la parafina y se contrae menos. (N. del T.)

Comúnmente, después de obtener dos muestras, se avanza con la camisa hasta pocos centímetros de la cota alcanzada, y el pozo se limpia con una cuchara o por medio de la inyección de agua, para luego tomar las dos muestras siguientes. Repitiendo este procedimiento, se puede obtener un panorama casi continuo de la constitución del estrato de arcilla.

En el curso de estas operaciones, el pozo debe permanecer lleno de agua y en ningún caso debe hincarse la camisa en la arcilla, por debajo de un nivel dado, antes de que se haya tomado por lo menos una muestra entera por debajo de dicha cota. En caso contrario, la muestra no se compondrá de material relativamente inalterado, sino de suelo que fue forzado dentro de la camisa. Si la arcilla es muy blanda, el agujero dejado por el sacamuestras puede desmoronarse en forma tan rápida que resulte necesario su encamisado antes de tomar la próxima muestra, pero si en cambio el suelo es bastante resistente, resulta posible tomar varias muestras sucesivas antes de que se haga necesario continuar con la hinca del caño camisa.

Cuando en una obra dada se han tomado muestras en tubos de pared delgada, es siempre deseable investigar hasta qué punto la consistencia de la arcilla ha sido afectada por las operaciones de muestreo. Dicha información puede obtenerse solamente llegando a la arcilla por medio de excavaciones a cielo abierto, u otro procedimiento, e hincando en su fondo varios tubos sacamuestras, que se dejan hincados mientras se corta un banco de arcilla que los contenga, del cual se corta a su vez cuidadosamente una gran muestra de material que luego se retira junto con los tubos llenos.

Investigaciones de esta naturaleza se llevaron a cabo con arcillas de distintas consistencias, durante la construcción de los túneles de los subterráneos de Chicago (Peck, 1940). Los resultados de una de estas investigaciones se hallan graficados en la figura 44.6, donde las curvas llenas *a* representan las relaciones entre tensiones y deformaciones obtenidas de ensayos a la compresión simple de las muestras cortadas a mano, y las curvas punteadas *b*, dichas relaciones para las muestras en tubos. La curva *c*, de punto y raya, representa la misma relación para una de las muestras después de ser completamente amasada a contenido de humedad constante. Con los resultados de un gran número de ensayos de este tipo, se llegó a la conclusión de que la resistencia a la compresión simple de las muestras de arcilla, tomadas en tubos de 2 pulgadas, era aproximadamente igual al 75 % de la resistencia de las muestras cortadas a mano, y que un amasado completo reducía esta última resistencia al 30 por ciento de su valor.

Sacatestigos similares con un diámetro de 3 pulgadas también son de uso común. Con tubos sacatestigos de un diámetro mayor, la dificultad en retener las muestras aumenta de modo que el uso de sacatestigos de otro tipo suele resultar más satisfactorio.

*Sacatestigos a pistón.* Parte de la alteración asociada con el muestreo por medio de tubos, en especial en suelos cohesivos blandos no uniformes, deriva del hecho de que las varias porciones del suelo *in situ* no están repre-

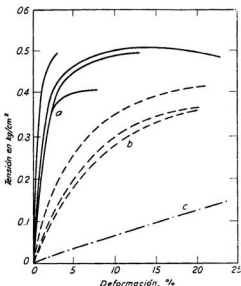


Fig. 44.6. Curvas tensión-deformación obtenidas con ensayos de compresión simple de arcilla de Chicago. (a) Muestras inalteradas cortadas de una banquina en un túnel; (b) muestras en tubo de 2" de la misma arcilla; (c) muestras totalmente amasadas (según Peck, 1940).

sentadas en la muestra en su verdadero espesor. Cuando el sacatestigos vacío comienza a penetrar, la adherencia y la fricción en la parte exterior del tubo, combinadas con la tendencia a la inestabilidad en que se encuentra el suelo en el fondo de la perforación, pueden provocar el ascenso del material dentro del tubo con una velocidad mucho mayor que la de su descenso. Por otra parte, después que el tubo está parcialmente lleno, la adherencia y la fricción entre el tubo y la muestra se opone al ascenso de la misma. Bajo condiciones extremas, la parte inicial de las muestras puede actuar como un tapón capaz de desplazar lateralmente las capas blandas de modo que no entren en el sacatestigos para nada (Hvorslev, 1948).

Estas condiciones pueden mejorarse grandemente proveyendo al tubo sacamuestras de un pistón (fig. 44.7) que cierra su extremo inferior hasta que el mismo ha llegado al nivel de la cara superior de la muestra a ser extraída. El pistón se mantiene entonces a dicho nivel en contacto con el suelo, mientras que el tubo avanza penetrando en el suelo. En la primera etapa de este desplazamiento relativo, la presencia del pistón impide la entrada de una mayor cantidad de muestra de la que corresponde a la penetración del tubo; en la última parte de dicho desplazamiento, el extremo

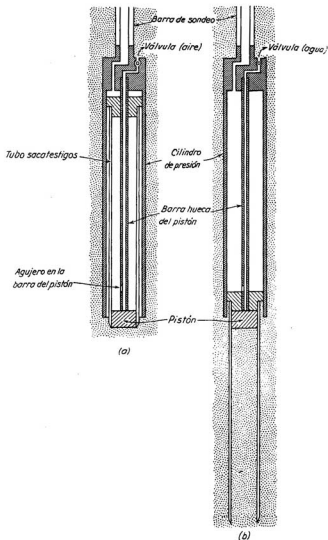


Fig. 44.7. Sacatestigos a pistón operado hidráulicamente. (a) Descendido en el fondo de la perforación con la barra de sondeo sujeta en posición fija en la superficie; (b) tubo sacatestigos después de ser forzado en el terreno por la presión hidráulica aplicada a través de la barra de sondeo.

superior de la muestra no puede separarse del pistón sin crear un vacío, de modo que, en ese instante, la presencia del pistón ayuda a hacer penetrar la muestra dentro del tubo. Después que el tubo sacamuestras ha penetrado, el pistón se fija en su nueva posición con respecto al tubo y ambos elemen-

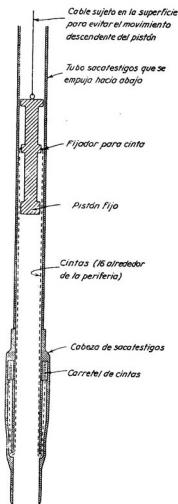


Fig. 44.8. Diagrama que muestra el principio en que se basa el sacatestigos con cintas desenrollables (según Kyellman et al., 1950).

tos se hacen rotar para separar la muestra del suelo subyacente. El pistón y el tubo se retiran luego unidos a la superficie.

Los sacamuestras a pistón con pequeños índices de áreas son capaces de proveer muestras excelentes de suelos cohesivos aun cuando éstos sean muy blandos y sensitivos. La necesidad de disponer para el pistón de una barra que, pasando por dentro de la barra de perforación, llegue a la superficie puede eliminarse por el uso de un mecanismo de operación hidráulica (Osterberg, 1952).

*Sacamuestras de lámina enrollada.* Aun con los sacamuestras a pistón, la longitud de la muestra que se puede obtener está limitada a unos pocos decímetros y el grado de alteración aumenta con el incremento de la longitud. Sin embargo, eliminando la fricción y adherencia entre la muestra y el tubo, la muestra puede subir libremente dentro del tubo sin alterar el suelo debajo de la cuchilla cortante y obtener de esta manera muestras mucho más largas. Estos objetivos se alcanzan con el *sacatestigos sueco de lámina enrollada* (fig. 44.8), encamisando el interior de un tubo sacamuestras con una serie de delgadas cintas verticales de acero (Kjellman y otros, 1950). Las cintas, enrolladas en la parte inferior del sacatestigos, permanecen en contacto con el suelo después que éste entra dentro del tubo. No se mueven verticalmente respecto del suelo sino que permanecen estacionarias mientras que el tubo sacamuestras se desplaza hacia abajo circundándolas. Los rollos para las cintas están situados en una parte ensanchada del zapato del sacamuestras, que está suficientemente separada de la cuchilla cortante como para mantener un índice de área pequeño. Aun cuando el aparato es complejo, con el mismo se han obtenido muestras continuas virtualmente inalteradas de arcillas y limos blandos extremadamente sensitivos, con longitudes de hasta 20 metros.

*Muestreo combinado con perforación.* El muestreo por la introducción forzada de tubos delgados no puede practicarse si el suelo es demasiado resistente o compacto como para permitir la penetración sin dañar la cuchilla cortante o hacer pandear el tubo. Aun cuando el tubo pudiese ser introducido por hinca, la alteración producida en la muestra, especialmente en materiales frágiles, podría resultar excesiva. En depósitos que contienen capas sucesivas de consistencia blanda y dura, la posibilidad de un muestreo exitoso por medio de sacamuestras de tubos o a pistón es muy remota. Bajo estas circunstancias, el *sacatestigos Pitcher*, en el cual las técnicas de muestreo en roca se han adaptado al muestreo por medio de tubos, puede resultar satisfactorio. Los elementos esenciales del *sacatestigos* se indican en la figura 44.9. Al descender en la perforación, el tubo de pared delgada se suspende del tubo exterior con cuchilla cortante. El fluido de perforación circula hacia abajo a través del tubo interior y desplaza hacia arriba el material desmenuzado. Cuando el tubo interior toca el fondo, éste es empujado hacia arriba respecto del tubo exterior cortante, con lo cual la inyección se desvía al espacio anular entre el tubo interior y el exterior,

pasa por debajo de la cuchilla y sube por el espacio entre el tubo exterior y las paredes de la perforación. Si el suelo a muestrear es blando, el resorte situado en la cabeza del tubo interior mantiene la cuchilla cortante del mismo muy por debajo de la cuchilla cortante del tubo exterior y el primero entra en el suelo de una manera similar a un sacamuestras ordinario. Si

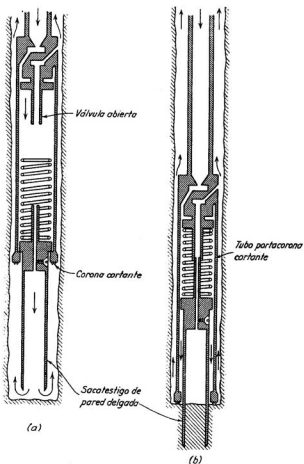


Fig. 44.9. Diagrama esquemático del sacatestigos Pitcher. (a) El tubo sacatestigos está suspendido del tubo portacorona mientras baja en la perforación; (b) el tubo sacatestigos se fuerza en el suelo blando en avance de la corona por medio de un resorte.

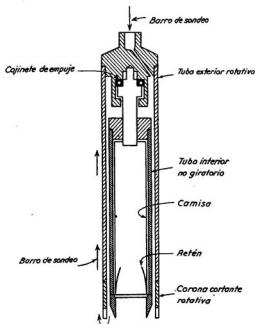


Fig. 44.10. Diagrama esquemático que muestra las características principales del sacatestigos Denison.

en cambio el suelo es duro, el resorte se comprime hasta que la cuchilla cortante del tubo interior se sitúa por encima del nivel del fondo de la cuchilla cortante del tubo exterior. A medida que el tubo exterior gira, corta un aro que deja un cilindro de suelo sobre el cual se desliza el tubo sacamuestras y protege la muestra contra una mayor erosión por la inyección. De esta manera el sacatestigos se adapta a la consistencia del suelo.

Otra adaptación de las técnicas de muestreo en roca, basada en la idea de hacer penetrar la muestra dentro de un tubo interior mientras es cortada por otro exterior, ha sido utilizada extensamente en EE.UU. por el Army Engineers y el Bureau of Reclamation. Se trata de una herramienta de muestreo conocida como *sacatestigos Denison* (Johnson, 1940). Para su utilización se inyecta barro de perforación en suspensión a través de las barras de sondeo. El tubo sacamuestras está situado dentro de otro de mayor diámetro (fig. 44.10) provisto con dientes cortantes en la parte inferior. A medida que se perfora, el tubo exterior rota. El barro de perforación fluye hacia abajo a través del espacio anular entre los dos tubos y escapa por las aberturas que dejan los dientes cortantes subiendo hacia la superficie por el espacio que queda entre el tubo exterior y las paredes de la perforación. El sacatestigos tiene una longitud de 60 cm y un diá-

metro interior de 6". Contiene una camisa cilíndrica delgada dentro de la cual se aloja la muestra, que puede ser retirada del sacatestigos, y está equipado con un retén a resorte similar al mostrado en la fig. 44.2d. Mientras se perfora, el sacatestigos se empuja en el terreno por medio de gatos que ejercen una presión de entre una y dos toneladas. Los gatos se reaccionan contra el equipo de perforación \*.

Por medio del sacatestigos Denison se han podido muestrear satisfactoriamente suelos cohesivos resistentes incluyendo algunos esquistos blandos. En muchas ocasiones se han extraído, con pequeña alteración, hasta arenas y limos ligeramente cohesivos. No obstante, en arena limpia debajo de agua, el sacatestigos suele subir a la superficie vacío. Con frecuencia, los estratos de grava dificultan las operaciones de perforación al extremo de exigir su abandono.

*Muestras de arcilla talladas a mano.* En obras que requieren la ejecución de pozos, excavaciones a cielo abierto o túneles en arcilla, se puede dar la oportunidad de obtener muestras inalteradas sin necesidad de practicar perforaciones. En otros casos un pozo o una excavación exploratoria puede resultar preferible a una perforación. Las muestras que se obtienen de tales excavaciones son, al menos potencialmente, menos alteradas que las que se recuperan por cualquier otro procedimiento.

Para extraer de una excavación a cielo abierto o de un túnel una muestra inalterada de gran diámetro, se corta cuidadosamente la arcilla alrededor de la muestra que se piensa obtener formando un bloque algo más grande que la muestra dispuesto en forma de pedestal. La arcilla blanda se corta comúnmente con la ayuda de un alambre de cuerda de piano estirado en un marco de sierra, o bien con un lazo formado con un fleje delgado de acero duro. En materiales más resistentes puede resultar más adecuado el uso de un cuchillo o de una espátula.

El envase para la muestra está formado por un envase metálico cilíndrico o un trozo de caño liso de pared delgada sin rebordes de ninguna naturaleza. Una vez formado un pedestal que tenga una sección transversal y una altura un poco mayor que el tamaño final de la muestra, se coloca sobre el mismo en posición invertida, y sin tapas, el envase que contendrá el suelo. Se corta entonces cuidadosamente, de a pocos centímetros por vez, el pedestal hasta que tome el diámetro del envase, el que a continuación se empuja hacia abajo. Se prosigue en esta forma hasta que el envase haya sido completamente colmado, en cuyo momento el pedestal se corta por su pie por medio de un alambre de cuerda de piano. Se enrasa la muestra con los bordes de su envase y, si han quedado huecos entre la misma y el envase, éstos se llenan echando parafina derretida en la periferia de la muestra. Finalmente, se colocan tapas metálicas y se sella el envase.

*Muestreo en arena.* Debe hacerse una distinción entre muestreo en arena por encima y por debajo del nivel freático. Por encima del nivel

\* Para ejercer esta presión vertical se utiliza con frecuencia también el propio aparato de empuje de la perforadora rotativa. (N. del T.)

freático la humedad del suelo imparte a la arena un vestigio de cohesión (artículo 20). Para propósitos de identificación se pueden obtener muestras de arena ligeramente cohesivas por medio de cucharas sacamuestras provistas de retenes (fig. 44.2d). Muestras mucho menos alteradas son recuperables por medio de sacamuestras a pistón de pared delgada. Tales muestras son adecuadas para el estudio de la distribución granulométrica y la estratificación. No obstante, en la mayoría de las arenas no saturadas las operaciones de muestreo suelen causar un cambio de volumen del material que entra en el sacamuestras. Por ello, si la naturaleza del trabajo requiere información relativa a las relaciones de vacíos naturales de arena, deben utilizarse procedimientos especiales. En muchos casos, el procedimiento más satisfactorio es tallar muestras de un pozo excavado para ese propósito.

Antes de tomar una muestra de un pozo a cielo abierto, se corta un pedestal en el fondo de la excavación. Se nivela luego cuidadosamente la superficie superior del pedestal de arena, y sobre el mismo se coloca un cilindro metálico de pared delgada con su eje vertical. El cilindro tiene comúnmente un diámetro de 10 a 12 cm y una altura de 10 cm y está constituido de hojalata. Se fuerza suavemente el cilindro en la arena hasta que se halle completamente enterrado, y luego se elimina la arena que lo rodea por fuera. Se coloca en la parte superior una tapa metálica consistente en una chapa circular que encaje justamente en el envase cilíndrico; cuando la superficie de la muestra no enrasa justo con el borde superior del envase, se rellena primero el espacio con parafina y luego se coloca la tapa. Con una pala se corta la muestra varios centímetros por debajo del cilindro, y se invierte. Se elimina el exceso de arena, de modo que pueda también sellarse con una tapa metálica la superficie que ahora se halla en la parte superior.

Las arenas situadas debajo del nivel freático no pueden, ordinariamente, ser retenidas en ninguno de los tipos de sacatestigos de uso común\*. Más aún, su relación de vacíos suele ser marcadamente alterada a menos que el índice del área del sacamuestras sea pequeño. A veces se pueden obtener muestras satisfactorias por medio de sacamuestras a pistón, en especial si el suelo contiene ocasionalmente zonas cohesivas que taponan el fondo del tubo y ayudan a retener la arena. En la mayoría de los casos, sin embargo, se deben usar procedimientos más elaborados\*\*.

\* La experiencia reciente ha indicado que trabajando con una inyección de lechada de bentonita u otro barro de perforación y un sacamuestras enterizo con un diámetro interior del orden de las 2 pulgadas, provisto de una válvula en la parte superior que evite el lavado de la muestra cuando es retirada de la perforación, la retención se mejora notablemente y las pérdidas se tornan insignificantes (véase *N. del T.* pág. 300) (*N. del T.*).

\*\* Hay otros impedimentos prácticos importantes que derivan de la dificultad que a veces se presenta para hacer penetrar el tubo sacamuestras por presión estática sin doblar su extremo inferior, o bien de la imposibilidad de hacerlo entrar por falta de fuerza suficiente de empuje cuando la arena es gruesa y/o relativamente densa. En esos casos hay que hacer instalaciones especiales, como anclar la máquina al suelo para aumentar la reacción que provee su peso. La delicadeza de su dispositivo no permite usar los golpes de una masa para hincar un sacamuestras a pistón. Por otro lado, como la hincia a golpes altera la relación de vacíos de la arena, no se justifica en ese caso usar un sacamuestras tan refinado. (*N. del T.*)

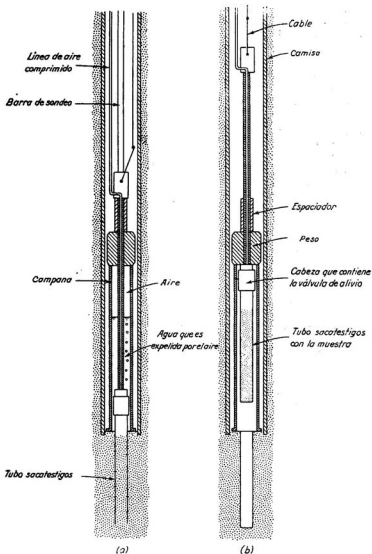


Fig. 44.11. Principio del sacatestigos Bishop para arena bajo agua. (a) Sacatestigos que se fuerza dentro de la arena a través de las barras de sondeo y desplazamiento del agua por aire dentro de la campana; (b) sacatestigos levantado por cable dentro de la campana llena de aire (según Bishop, 1948).

Debido a la fricción lateral, una muestra de arena saturada se puede mantener en un tubo siempre que se desarrolle una pequeña tensión capilar en el agua de los poros del extremo inferior del tubo. La tensión no puede, naturalmente, existir si el fondo del tubo está sumergido. En el sacatestigos Bishop (Bishop, 1948) un tubo de pared delgada se aloja en una cámara similar a una campana de buzo en el fondo de la perforación. Después que el tubo se ha introducido en la arena, se expelle el agua de la campana por medio de aire comprimido (fig. 44.11) para formar una cámara llena de aire justo encima del tubo, el que, sellado en la parte superior por una válvula libre de pérdida, se levanta en la cámara muy rápidamente para que la arena no pueda escapar. Tan pronto como la base inferior de la muestra entra en la cámara llena de aire, se crean fuerzas capilares que ayudan a retenerla mientras el tubo y la cámara se elevan conjuntamente en la perforación.

Como una alternativa, puede deprimirse el nivel freático por debajo de la base del estrato de arena para excavar un pozo en el material drenado. Si el pozo se desagua por bombeo desde un sumidero, el agua que fluye hacia el sumidero tiende a aflojar la estructura de la arena o, si la arena ya está suelta, el pozo puede ser invadido por una mezcla de arena y agua. Por estas razones, se aseguran resultados satisfactorios, solamente si el nivel freático se baja por bombeo desde *well points* (artículo 21). El nivel freático debe mantenerse varios decímetros por debajo del fondo del pozo.

Finalmente, una arena no coherente saturada situada debajo del fondo de una perforación puede transformarse en un material cohesivo y, por tanto, muestreable con métodos apropiados para la arcilla. La transformación se ha obtenido por la inyección de emulsión asfáltica que se elimina con un solvente después que la muestra ha sido recuperada (Bruggen, 1936), o bien congelando un tapón en la parte inferior del tubo sacamuestras (Fahlquist, 1941). Estos procedimientos son onerosos y requieren un equipo elaborado. Afortunadamente recurriendo a medios indirectos, como ensayos de penetración o ensayos de bombeo, en la mayoría de los problemas de la práctica se puede obtener información suficientemente buena respecto a las propiedades de la arena situada debajo del nivel freático.

### **Auscultaciones**

**Propósito de las auscultaciones.** Las auscultaciones se utilizan para explorar capas de suelo con una estructura errática. Se usan además para comprobar si el subsuelo contiene o no lentes de material excesivamente blando, situados en el espacio entre perforaciones, y también para obtener alguna información sobre la densidad relativa de suelos poco o nada cohesivos.

La experiencia ha demostrado que los perfiles de suelo erráticos son mucho más comunes que los regulares. Los resultados obtenidos de perforaciones realizadas en suelos con una estructura errática dejan un margen demasiado grande a la interpretación libre, a menos que la distancia entre perforaciones sea muy pequeña, en cuyo caso el costo de las mismas suele

ser prohibitivo, salvo que el área que se esté investigando sea también muy pequeña. Pero por fortuna los cambios importantes en las características del subsuelo van comúnmente asociados con un cambio en la resistencia que el suelo ofrece a la penetración de un pilote, o de un caño obturado con una punta en su extremo inferior, de modo que el margen mencionado puede cerrarse auscultando el suelo con estos dispositivos.

El efecto que la densidad relativa de la arena ejerce sobre la resistencia a penetración es un hecho bien conocido por todo ingeniero experimentado en la hincada de pilotes. Si la arena es muy densa, el pilote no puede ser hincado a una profundidad mayor de 3 a 5 metros; la hincada es muy difícil, y el número de golpes para una penetración dada aumenta rápidamente con la profundidad. Por el contrario, si la arena es muy suelta, es fácil hincar pilotes cilíndricos hasta cualquier profundidad, ya que el aumento de resistencia con la profundidad es muy pequeño.

La variación de la resistencia a la penetración que ofrece el subsuelo a lo largo de líneas verticales puede determinarse rápidamente, y con un gasto moderado, por medio de ensayos conocidos como *auscultaciones*. Los ensayos se realizan utilizando un dispositivo llamado el *penetrómetro*. Uno de los procedimientos más usados para medir la resistencia a penetración es el ensayo normal de penetración, en el cual el penetrómetro es la cuchara partida misma. En los artículos 45 y siguientes se trata de la aplicación de los resultados de los ensayos normales de penetración.

Mientras que el ensayo normal de penetración provee solo un valor de la resistencia cada metro o cada metro y medio de profundidad, o bajo condiciones especiales un valor cada 50 a cada 75 cm, muchos otros tipos de auscultaciones del subsuelo proveen registros de penetración continuos o casi continuos.

*Métodos improvisados de auscultación.* Por varias generaciones, los ingenieros han hecho crudos intentos para conocer la consistencia del subsuelo hincando varillas, caños o rieles de ferrocarril en el terreno y registrando la penetración producida bajo cada golpe de martillo. Si el método es inteligentemente utilizado en combinación con, por lo menos, unas pocas perforaciones exploratorias, puede ser muy útil a pesar de su simplicidad. El siguiente incidente es un ejemplo.

Las perforaciones preliminares de una fundación sobre pilotes mostraron un depósito errático, formado principalmente de arena suelta a media con algunos pocos bolsones de limo o arcilla blanda. Durante la construcción de la fundación se notó que la profundidad a la cual se encontraba el rechazo variaba entre límites sorprendentemente extensos. Se temía que los pilotes más cortos hubiesen encontrado rechazo en depósitos resistentes situados encima de bolsones de limo blando o de arcilla. Para determinar sin mayor pérdida de tiempo si este temor estaba o no justificado, se utilizó el método de la auscultación. El único equipo disponible con facilidad era una provisión de rieles de acero de 43 kg por metro y un martillo de caída libre de 1100 kg. El procedimiento adoptado consistió en hincar los rieles, dejando caer el martillo desde 75 centímetros de altura, y anotar el número de golpes para cada 30 centímetros de penetración. Las auscul-

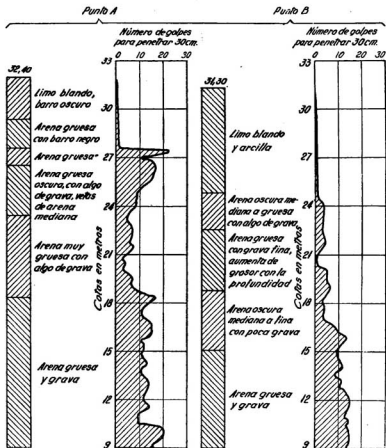


Fig. 44.12. Resistencia a penetración obtenida hincando rieles en un subsuelo constituido por una capa de limo y arcilla blanda, seguida por material grueso de aluvión glacial, en Port Alberni, Vancouver, British Columbia. Los puntos A y B estaban distanciados 13 metros.

taciones revelaron variaciones extremadamente erráticas en la resistencia del suelo contra la penetración de los rieles, variaciones que para dos auscultaciones distanciadas 13 metros se hallan indicadas en la figura 44.12. Con estas auscultaciones fue posible determinar a corto plazo los límites de todos los bolsones excepcionalmente blandos del subsuelo. Una vez obtenida esta información, se ejecutaron unas pocas perforaciones exploratorias, en correspondencia con los bolsones blandos, las que mostraron que la mayoría de los mismos contenían arena limpia bien graduada pero muy suelta, en lugar

del limo o de la arcilla compresible temidos. La variación en la longitud de los pilotes se debía solo a las variaciones muy grandes y erráticas de la densidad de la arena.

Para que pueda obtenerse la máxima ventaja del método de la auscultación es necesario adaptar su técnica a las condiciones del subsuelo. Por esta causa se han desarrollado un gran número de procedimientos distintos, los que pueden dividirse en dos grandes grupos: métodos estáticos y métodos dinámicos. En los métodos estáticos, la barra de penetración se empuja en el terreno por medio de una presión estática. Los métodos dinámicos consisten en la hincas de una barra con el impacto producido por un martillo de caída libre.

**Métodos de auscultación estática.** Las herramientas de auscultación estática en uso fueron desarrolladas alrededor de 1917 por los Ferrocarriles Suecos (Fellenius et. al., 1922), alrededor de 1927 por los Ferrocarriles Daneses (Godskesen, 1936) y alrededor de 1935 por el Departamento de Obras Públicas de Holanda (Barentsen, 1936). De éstos, el último, conocido como el *aparato del cono holandés*, ha encontrado una amplia aplicación. En su forma primitiva consiste en un cono de  $60^\circ$  con un diámetro de  $\sim 36$  mm (superficie de la base del cono  $10 \text{ cm}^2$ ) (fig. 44.13a) roscado a la parte inferior de un vástago de 16 mm, rodeado por un caño de gas de 19 mm (fig. 44.14a). El cono se empuja 50 cm en el terreno a una velocidad de 1 centímetro por segundo por uno o dos hombres que aplican parte de su peso a una barra transversal unida al extremo superior del vástago

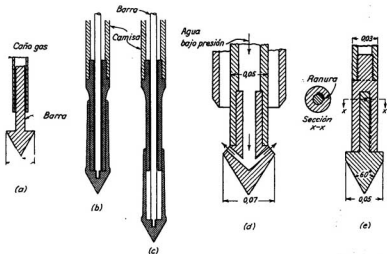


Fig. 44.13. Penetrómetros. (a) Cono holandés original; (b) y (c) cono holandés mejorado con la punta retraída a medida que avanza la camisa y la punta extendida después de haber medido la resistencia; (d) penetrómetro a inyección; (e) punta cónica para hincas dinámicas.

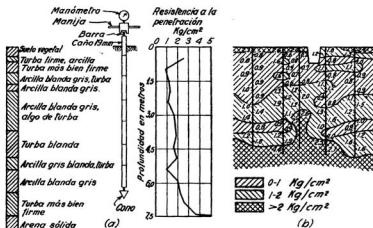


Fig. 44.14. (a) Penetrómetro holandés. El gráfico muestra los resultados que se obtienen en una auscultación; (b) perfil del suelo a lo largo de un camino, donde se muestra la variación en resistencia a la penetración. (Según P. Barentsen, 1936).

del cono. La presión ejercida se registra en un manómetro conectado a un cilindro hidráulico situado debajo de la barra transversal. Después de cada desplazamiento vertical, se empuja el caño hacia abajo también 50 cm y el recorrido anterior se repite. La presión ejercida en el vástago durante cada recorrido se dibuja en función de la profundidad. El registro de las penetraciones individuales provee datos para construir perfiles de consistencia del terreno (fig. 44.14b).

El aparato holandés original se usa todavía para efectuar rápidos levantamientos de depósitos erráticos de arcillas, limos y turbas blandas. Se puede realizar una auscultación de 10 m en unos 15 minutos. El equipo ha sido mejorado y mecanizado permitiendo efectuar ahora una rápida exploración de depósitos blandos hasta profundidades que alcanzan 30 m e investigar la densidad relativa de las arenas. Se usa extensamente, en especial en Holanda y Bélgica, para estimar la longitud y la capacidad de carga de pilotes hincados a través de suelos compresibles que penetran en la arena. Con los aparatos del cono holandés actualmente en uso (Sanglerat, 1965) no solo se determina la resistencia a la penetración de la punta sino también la fricción desarrollada en el caño camisa.

En arenas, la resistencia a la penetración determinada con el cono holandés parece ser casi exclusivamente una función de la densidad relativa o del ángulo de fricción interna. La profundidad de penetración por debajo de la superficie tiene una influencia pequeña y usualmente despreciable. Para eliminar totalmente la influencia de la profundidad y permitir además la investigación de depósitos demasiados densos como para ser penetrados

por el cono holandés, en 1928 se desarrolló, para ser empleado en los trabajos del subterráneo de Nueva York, un método que utilizaba una punta con inyección de agua. El subsuelo estaba formado de arena limpia, mediana y gruesa. El penetrómetro estaba constituido por una punta cónica (fig. 44.13d), con un diámetro de 7 cm, unida al extremo inferior de un caño de inyección reforzado de un diámetro externo de 2 pulgadas. El caño, con la punta cónica en su extremo, se introduce dentro de una camisa con un diámetro interno de 3 pulgadas (fig. 44.15a). El cono se hunde en el terreno en una profundidad de 25 cm por medio de un gato hidráulico que actúa en el extremo superior del caño. Se inyecta luego el agua, la que, al salir por el cono a través de agujeros dirigidos hacia arriba trasforma en un semilíquido un volumen cónico de suelo situado por encima de la punta (figura 44.15b). Parte del suelo es arrastrada por el agua a lo largo del espacio que queda entre el caño de inyección y la camisa. Mientras se hace circular el agua, un esfuerzo pequeño es suficiente para bajar el caño camisa en una longitud igual a la que previamente había descendido la punta. Se interrumpe entonces la inyección y la punta cónica es nuevamente forzada en el terreno por otros 25 centímetros. La presión ejercida por el gato, durante cada descenso de la punta, se lee en un manómetro unido a la bomba de aceite y se dibuja

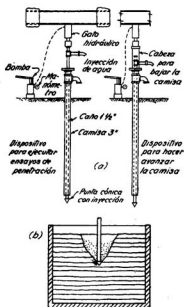
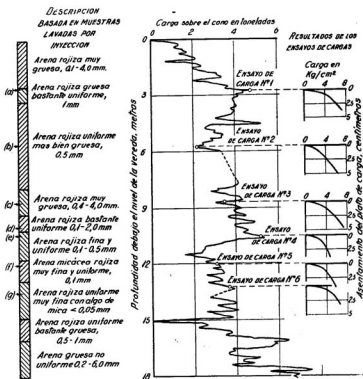


Fig. 44.15. (a) Aparato de penetración para investigar la densidad relativa de la arena; (b) croquis, obtenido de una fotografía, que muestra el penetrómetro a inyección al iniciar un ensayo de penetración. En el espacio cónico situado encima de la punta, la estructura de la arena fue destruida por la inyección.

en un diagrama en función de la profundidad. Con este procedimiento se efectuaron, en el trabajo mencionado de Nueva York, un gran número de auscultaciones en un tiempo muy corto. Los resultados de dichas observaciones se calibraron con los resultados de ensayos de carga en platos de  $30 \times 30$  centímetros, ejecutados en el fondo de una excavación a cielo abierto.



**DESCRIPCION DE LAS MUESTRAS EXTRAIDAS DE LA EXCAVACION A CIELO ABIERTO**

- (a) - Arena gruesa rajiza uniforme y suelta
- (b) - Arena rajiza con partículas gruesas a medianas
- (c) - Arena gruesa con grava, suelta
- (d) - Arena con partículas medianas a gruesas, suelta
- (e) - Arena fina rajiza con limo y algo de mica
- (f) - Arena fina rajiza con limo y algo de mica
- (g) - Arena fina rajiza con limo y mica

Fig. 44.16. Resultados obtenidos del estudio de un depósito de arena por medio del penetrómetro con inyección de agua y con ensayos de carga ejecutados en un pozo de inspección cavado después de efectuar los ensayos de penetración. (Subterráneo de Houston Street, Nueva York).

Los ensayos se efectuaron a distintas profundidades, a medida que se realizaba la excavación. Los resultados de los ensayos de calibración se hallan indicados en la figura 44.16. Tanto durante la ejecución de los ensayos de penetración como de los ensayos de carga se utilizaron las fundaciones de edificios existentes para proveer reacción a los gatos hidráulicos (Terzaghi, 1930).

**Métodos dinámicos.** Los métodos dinámicos de auscultación del terreno consisten en la hincia de una barra con una punta, por medio de un martillo de caída libre para medir el número de golpes por cada 30 centímetros de penetración. Además del ensayo normal de penetración, se han desarrollado otros ensayos más o menos normalizados. En la mayoría de ellos, la punta que se hincia es un cono de acero retractable o expandible. La gran variedad de procedimientos en uso indica que ningún método de auscultación es igualmente adaptable a todas las condiciones del subsuelo que pueden encontrarse en el terreno. Para un lugar dado debe ajustarse también el método al tipo de información que se necesita en la obra. Toda vez que se usa un método nuevo se requiere cierta cantidad de experimentación para adaptar el procedimiento a las condiciones locales del suelo.

Los depósitos de estructura errática más comunes son los depósitos fluviales y costeros, formados de lentes de limo o de arcilla embebidos en arena o en arena y grava con densidad relativa variable. Se puede obtener una información general sobre la estructura de tales depósitos hincando un caño de acero extrarreforzado de 2 pulgadas, provisto de una punta cónica (fig. 44.13e). El caño se compone de secciones de 1,50 metros de largo con juntas a tope, secciones que pesan 5 kg cada una. La punta cónica se continúa con un vástago corto que encaja en un agujero de media pulgada practicado en otro vástago que se atornilla al extremo inferior del caño. Este se hincia en el terreno por medio de un peso de 75 kg, que cae de 75 centímetros de altura, y se anota el número de golpes necesarios por cada 30 centímetros de penetración. Después de haber hincado el caño a rechazo, éste se recupera mientras que la punta se pierde quedando en el terreno.

Utilizando un penetómetro tan simple se pueden efectuar varias auscultaciones por día, hasta una profundidad de 20 a 25 metros. Puede obtenerse un rendimiento mayor utilizando un martinete mecánico equipado con un dispositivo para registrar automáticamente la penetración por cada golpe. Como el diámetro del cono es mayor que el del caño, la fricción lateral es pequeña comparada con la resistencia de punta. A medida que la profundidad de la punta aumenta, el peso del caño también aumenta. Por ello la relación entre la densidad relativa y la resistencia a penetración es en cierta medida dependiente de la profundidad.

### ***Ensayo de corte in situ***

En muchos problemas prácticos es necesario determinar la resistencia al corte no drenada y la sensibilidad de depósitos de arcilla blanda. Teniendo en cuenta que tanto la resistencia como la sensibilidad de tal material pueden ser radicalmente alteradas por el proceso de perforación, muestreo

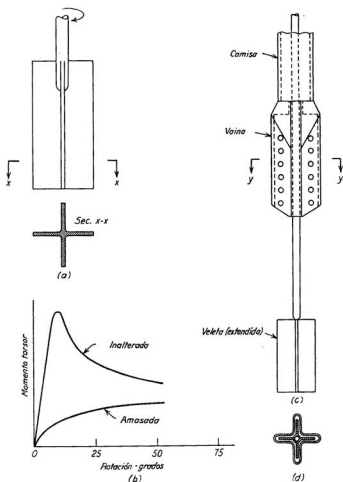


Fig. 44.17. Aparato de paletas, veleta o molinete. (a) Veleta simple de cuatro paletas; (b) curvas momento torsor-rotación típicas para arcilla blanda sensitiva; (c) vaina para hacer penetrar la veleta sin practicar una perforación; (d) corte  $y-y$  por la vaina antes de hacer avanzar la veleta (según Cadling y Odenstad, 1950).

y manipuleo en el laboratorio, se han desarrollado varios dispositivos para medir la resistencia inalterada y amasada del material *in situ*. De éstos, el más versátil y el más extensamente usado es el *aparato de corte a paletas* o *veleta* (Carlson, 1948; Cadling y Odenstad, 1950). En su forma más simple una veleta está formada por cuatro hojas (fig. 44.17a) unidas al extremo

inferior de una barra vertical. La veleta y la barra se pueden introducir por presión en el terreno sin originar una alteración apreciable. El conjunto se hace luego rotar para obtener la relación entre el momento torsor y la rotación angular. La figura 44.17b muestra resultados típicos para una arcilla blanda sensitiva. Las investigaciones han demostrado que el suelo rompe a lo largo de una superficie cilíndrica que pasa por el borde exterior de las paletas de la veleta y que está delimitada por bases circulares horizontales en los extremos de la misma. Por tanto, la resistencia al corte se puede calcular si se conocen las dimensiones de la veleta y la magnitud del momento torsor. Si se hace rotar rápidamente la veleta hasta producir varias revoluciones, el suelo se amasa. Determinando nuevamente la resistencia al corte se calcula la sensibilidad de la arcilla. No obstante, el grado de alteración causado por la rotación de la veleta difiere de la obtenida amasando la muestra en el laboratorio, de modo que los valores numéricos de la sensibilidad determinada por los dos procedimientos no son estrictamente comparables. La veleta puede usarse para medir la resistencia al corte de la arcilla debajo del fondo de una perforación y determinar sucesivos valores de dicha resistencia a medida que la perforación avanza. Puede también, en suelos blandos, ser empujada en el terreno sin necesidad de hacer primero una perforación. En estos casos, la barra del aparato se coloca dentro de una camisa y la veleta se protege con la vaina hasta que ha alcanzado la profundidad a que debe realizarse el ensayo (fig. 44.17c). La veleta se hace avanzar entonces en profundidad hasta salir de la vaina con lo cual se está en condiciones de realizar un ensayo rotándola.

Si el suelo contiene delgadas capas o láminas de arena o limo denso, el momento torsor puede ser mucho mayor que el requerido si estas capas no estuviesen presentes. Cuando prevalecen condiciones de este tipo los resultados de los ensayos de la veleta pueden conducir a conclusiones erróneas.

### ***Ensayos de permeabilidad in situ***

La información preliminar con respecto al orden de magnitud y la variabilidad del coeficiente de permeabilidad de un estrato natural permeable se obtiene con ensayos de permeabilidad ejecutados en las perforaciones exploratorias a medida que las mismas se profundizan. Las observaciones realizadas durante las perforaciones suelen también proporcionar información respecto de la presencia o ausencia de una comunicación libre entre los estratos permeables encontrados durante su ejecución.

Los procedimientos de uso más corriente están basados en el principio del ensayo de permeabilidad con carga hidráulica variable (artículo 11). Se encamisla la perforación desde la superficie hasta la parte superior de la zona a ser ensayada y se extiende sin soporte una profundidad adecuada por debajo de la camisa. Usualmente la parte no encamisada de la perforación tiene una forma groseramente cilíndrica y si el estrato permeable no es demasiado potente es aconsejable que se extienda a todo su espesor.

En caso contrario, solo penetra parcialmente dentro del material permeable.

Cuando la zona permeable está debajo del nivel freático, el ensayo puede realizarse agregando agua para levantar dicho nivel dentro de la camisa y luego dejar que el mismo descienda hasta una posición de equilibrio. Se mide la elevación del nivel del agua en función del tiempo y el coeficiente de permeabilidad se calcula por medio de la expresión:

$$k = \frac{1}{C} \frac{A(\Delta h / \Delta t)}{r_o' h_m'} \quad (44.2)$$

donde  $\Delta h$  es la caída en el nivel del agua de la camisa durante un intervalo de tiempo  $\Delta t$ ,  $A$  es el área de la sección transversal de la camisa,  $h_m'$  es la diferencia media de nivel, durante el intervalo  $\Delta t$ , existente entre el nivel del agua en la camisa y el nivel de equilibrio de la napa freática en la zona permeable,  $r_o'$  es el radio medio del hueco groseramente cilíndrico practicado por debajo de la camisa. El coeficiente  $C$  es una cantidad no dimensional que depende de la forma del hueco cilíndrico y de su penetración dentro de la capa permeable. En la figura 44.18 (Zangar, 1953) se dan valores de  $C$  para varias condiciones de borde.

En un ensayo con carga hidráulica variable practicado en una perforación es probable que los finos suspendidos en el agua lleguen a formar una película sobre las paredes y el fondo del pozo practicado en el material permeable. De formarse esta película, actúa como un filtro y, en consecuencia, la permeabilidad observada puede resultar demasiado pequeña en comparación con la real. Se puede evitar el error extrayendo agua de la camisa con un recipiente hasta que el nivel se encuentre por debajo del que le corresponde al estrato permeable, a fin de medir la elevación del nivel de agua en varios intervalos de tiempo a medida que sube hacia su posición de equilibrio. El valor de  $k$  se calcula con la ecuación 44.2 dada anteriormente. No obstante, si el estrato permeable está constituido por un material no cohesivo, el nivel del agua no puede bajarse demasiado por el peligro de que se desmorone el pozo y el material suba dentro de la camisa.

Los resultados de tales ensayos son poco más que una indicación del orden de magnitud de la permeabilidad. Se obtiene una información más fehaciente haciendo ensayos de bombeo desde pozos testigos.

El diámetro usual de un pozo testigo es de unas 12 pulgadas. En un acuífero cerrado y bastante homogéneo, la alimentación del pozo testigo debe hacerse a lo largo de todo el espesor del acuífero. Los pozos de observación deben establecerse en dos líneas, una en la dirección de la afluencia normal del agua y la otra en la dirección perpendicular. En cada línea deben establecerse por lo menos dos y con preferencia cuatro pozos de observación, los que también deben alimentarse sobre la mayor parte del espesor del acuífero. Antes de iniciar el bombeo hay que observar el nivel en todos los pozos por un período suficientemente largo como para establecer la cantidad y característica de cualquier fluctuación natural que normalmente ocurra en

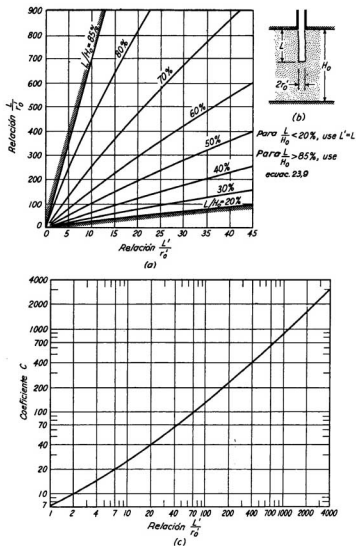


Fig. 44.18. Ensayo de permeabilidad en una perforación realizada en un estrato permeable. (a) Gráfico para determinar la relación  $L'/r_o$ . (b) y (c) gráfico para determinar el coeficiente  $c$  a ser usado en la ecuación 44.2 (según Zangar, 1953).

el lugar. Debe entonces iniciarse el bombeo con un gasto constante de descarga y los niveles de agua ser medidos en los pozos de observación hasta alcanzar el equilibrio. El valor de  $k$  puede entonces calcularse por medio de la ecuación 23.9. La permeabilidad también puede evaluarse sobre la base de la velocidad de descenso de los niveles de agua en varios pozos de observación. El procedimiento se conoce como método del desequilibrio (Todd, 1959).

Si el depósito permeable es abierto (fig. 23.6b), los pozos de observación se usan principalmente para estimar el radio de influencia del pozo de bombeo y  $k$  puede calcularse en base a la ecuación 23.12. En estos casos no hay que olvidar una adecuada tolerancia para tener en cuenta la pérdida de carga experimentada cuando el agua entra en el filtro del pozo (Petersen et al., 1955).

Para obtener resultados más fehacientes, el método de medir en pozos de observación niveles de equilibrio asociados con el bombeo a un volumen constante desde un pozo testigo requiere precauciones especiales. Si los cálculos están basados en la ecuación 23.11, el punto de observación más cercano no debe estar, del pozo de bombeo, a una distancia menor que el espesor de la capa permeable que se extiende por debajo del nivel original del agua (artículo 23). A esta y a mayor distancia el descenso en los puntos de observación puede ser pequeño. Por ello, si las fluctuaciones normales del nivel de agua son fracciones significativas de aquellas que produce el bombeo desde el pozo de ensayo, los errores resultantes en el valor de  $k$  pueden ser intolerables. En cambio, si los pozos de observación están situados más cerca del pozo de bombeo, el valor de  $k$  no puede calcularse más por medio de la ecuación 23.11 debido a que la curva de descenso real está considerablemente por encima de la curva de Dupuit, en la cual se basa su deducción (artículo 23). Existen ecuaciones derivadas de teorías más avanzadas (Borelli, 1955). No obstante, para usar estas teorías, los pozos de observación no deben extenderse demasiado profundos en el depósito permeable debido a que, dentro del radio en el cual las curvas reales de descenso y las de Dupuit son significativamente diferentes, los niveles piezométricos no son los mismos a lo largo de una línea vertical dada. Por ello, para definir las superficies de descenso de nivel, los pozos de observación no deben extenderse apreciablemente por debajo de la posición deprimida de la napa freática.

Si un pozo de bombeo atraviesa varios acuíferos, separados por capas impermeables, la elevación del nivel original de la napa freática debe ser determinada independientemente para cada uno de los acuíferos a medida que se instala el pozo. Si dicho nivel es uniforme,  $k$  puede determinarse con un simple ensayo de bombeo, pero  $H_0$  en la ecuación 23.9 debe modificarse de acuerdo con los registros de las perforaciones. En los valles de los ríos no es de ninguna manera inusual que el acuífero abierto superior esté separado por un estrato de arcilla de un acuífero inferior cerrado con mucho mayor nivel piezométrico. Se necesitan en estos casos dos ensayos de bombeo independientes.

### **Métodos geofísicos**

Al principio de este artículo se hizo mención de que por métodos geofísicos se pueden obtener varios tipos de datos relativos a las condiciones del subsuelo, sin necesidad de la ayuda de perforaciones o auscultaciones.

Algunos de los métodos geofísicos están basados en el hecho de que la forma geométrica de todo campo de fuerza depende de la ubicación de los límites entre las sustancias que ocupan el campo. El campo de fuerzas puede tener existencia previa, como por ejemplo el campo magnético y el gravitacional de la tierra, o bien puede ser creado artificialmente, como cuando se envía una corriente eléctrica a través del suelo situado entre dos electrodos enterrados.

La forma geométrica de todo campo de fuerza es, en un medio homogéneo, independientemente de las propiedades físicas del medio. Es simple y puede determinarse exactamente por teoría. La distorsión del campo, producida por la existencia de un límite interno, depende de aquellas propiedades físicas de las sustancias, situadas a ambos lados del límite, que crean el campo o tienen una influencia decisiva en su intensidad. Por ello, el método más adecuado para localizar el límite entre dos clases de roca es aquel que produce un tipo de campo de fuerza que, como consecuencia de la diferencia de propiedades entre dichas rocas, experimenta la distorsión más conspicua. Si sus pesos unitarios son muy distintos, el método gravitacional puede resultar el más adecuado. Si, por el contrario, sus pesos unitarios son casi iguales, pero sus conductividades eléctricas son muy distintas, el método del potencial eléctrico puede resultar más ventajoso.

Para localizar la posición de un límite interno, se determina la forma real del campo de fuerzas por medio de un número adecuado de observaciones en la superficie del terreno. Se compara esta forma con la calculada en la hipótesis de que el campo atraviesa una sustancia perfectamente homogénea. La posición del límite interno se deduce de la diferencia entre la forma ideal y la determinada en el terreno.

Un segundo grupo de métodos geofísicos, conocidos como métodos sísmicos, se basa en el hecho de que la velocidad de propagación de ondas elásticas es una función de las constantes elásticas del medio a través del cual las mismas se desplazan. Si una onda llega al límite entre dos medios con propiedades elásticas distintas, una parte se refleja y la otra se refracta. Para determinar la posición de un límite interno, por ejemplo, entre una roca dura y otra blanda o entre suelo y roca, se dispara una pequeña carga de explosivo a corta distancia debajo de la superficie y se mide el tiempo que las ondas reflejadas y refractadas tardan en llegar a distintos puntos de la superficie. Con estos resultados se puede calcular la posición del límite interno, siempre y cuando el límite sea bien definido y no demasiado accidentado.

En la ingeniería civil solo los métodos sísmicos y de resistividad eléctrica se usan con alguna extensión, a veces conjuntamente. La principal aplicación del método sísmico es la de localizar la superficie de la roca

madre. Si el espesor de la capa superior alterado de la roca es pequeña y la superficie de la roca muy desapareja, los resultados son usualmente de confiar. En realidad, si el depósito sedimentario superior contiene muchas piedras grandes, el relevamiento por medio de perforaciones suele resultar casi impracticable, mientras que un relevamiento sísmico puede ser tan simple y seguro como si las piedras no existiesen. En algunos casos también se puede determinar la profundidad de la superficie de un depósito de suelo resistente o duro situado por debajo de sedimentos blandos. Como la velocidad de las ondas sísmicas es mucho mayor en el suelo saturado que en los no saturados, el método también puede usarse para localizar el nivel freático en suelos permeables. En cambio, la presencia de una capa blanda debajo de una resistente no puede ordinariamente ser detectada.

El método de la resistividad es útil para definir los límites entre suelos de baja resistividad, como las arcillas blandas o los depósitos orgánicos blandos, y los materiales de alta resistividad: arenas, gravas o roca. Los materiales que tienen baja resistividad se pueden detectar aun cuando se encuentren situados por debajo de otros de altas resistividades. El método se puede usar desde la superficie de una masa de agua. Por otro lado, no pueden usualmente detectarse los límites que separan un suelo orgánico y una arcilla blanda o aquellos que delimitan una arcilla resistente, un esquisto arcilloso blando o el que existe entre una arena suelta y una arenisca de grano grueso. En todas las aplicaciones, la interpretación requiere la calibración del equipo con materiales conocidos en el área inmediata a su aplicación (Moore, 1961).

Se han desarrollado equipos sísmicos y de resistividad portátiles, útiles para los propósitos de la ingeniería civil. Con tales equipos, la exploración puede con frecuencia realizarse económica y rápidamente sobre una superficie grande. En algunas circunstancias el uso de ambos tipos de equipo puede facilitar la interpretación. Por ejemplo, puede que no resulte posible determinar sobre la base de un relevamiento sísmico si un supuesto límite es el del nivel freático o el de la roca; en cambio, un relevamiento de resistividad puede permitir diferenciar esta situación, debido a que la roca ordinariamente tiene una alta resistividad en comparación con los estratos saturados. No obstante, es siempre aconsejable controlar los resultados de los relevamientos geofísicos con, por lo menos, algunas pocas perforaciones.

#### Lecturas seleccionadas

- Hvorslev, M. J. (1948). *Subsurface exploration and sampling of soils for civil engineering purposes*, Waterways Exp. Sta., Vicksburg, Miss., 465 págs.
- Cambefort, H. (1955). *Forages et sondages* (Perforaciones y sondajes), París, Eyrolles, 396 págs.
- Lowe, J. (1960). "Current practice in soil sampling in the United States", *Highway Research Board Special Report*, 60, págs. 142-154.
- Sanglerat, G. (1965). *Le pénétromètre et la reconnaissance des sols* (El penetrómetro y el reconocimiento de suelos), París, Dunod, 230 págs.

## ART. 45 PROGRAMA PARA LA EXPLORACIÓN DEL SUELO

### *Tipo y orden de sucesión de las operaciones*

Cualquiera sea la obra, el ingeniero no debe olvidar nunca que la mayoría de los suelos se formaron por procesos geológicos que cambiaron en forma absolutamente irregular en el espacio y en el tiempo. Debido a la influencia decisiva que los factores geológicos ejercen en el orden de sucesión, en la forma, y en la continuidad de los estratos de suelo, el primer paso a tomar en cualquier exploración del suelo debe siempre consistir en una investigación de las características geológicas generales del lugar. Cuanto mejor se entienda la geología del lugar, con tanta más eficiencia podrá establecerse el programa para la exploración del suelo. El segundo paso a tomar consiste en efectuar perforaciones exploratorias que proporcionen datos más específicos relativos a las características significativas generales y al espesor de cada estrato individual. Estos dos pasos son obligatorios; todos los otros dependen de la importancia de la obra y de las particularidades del perfil del suelo.

En obras comunes, que comprendan por ejemplo el proyecto y la construcción de las fundaciones de una casa de departamentos de dimensiones moderadas en distritos con suelos conocidos, no es necesaria ninguna otra investigación. Los ensayos de suelo pueden limitarse a la determinación de las propiedades índice (véase tabla 9.1) de las muestras obtenidas con la cuchara utilizada en perforaciones exploratorias\*. Estos resultados sirven para correlacionar los suelos con otros encontrados previamente en obras similares, y por tanto, permiten utilizar la experiencia pasada. Las lagunas remanentes en la información obtenida de perforaciones exploratorias se compensan con un coeficiente de seguridad liberal. Toda vez que puedan obtenerse datos, por inspección de las estructuras existentes en las cercanías, la oportunidad no debe ser despreciada.

La exploración del suelo para obras de gran envergadura puede requerir la determinación de una o varias de las siguientes propiedades: densidad relativa de estratos de arena, permeabilidad de estratos de arena, resistencia al corte y capacidad de carga de estratos de arcilla, o compresibilidad de

\* Cuando en las perforaciones exploratorias, para extraer muestras, se utiliza una cuchara que provee testigos suficientemente intactos —véase figura de la nota del traductor de pág. 300— los ensayos de laboratorio suelen incluir también la determinación de la resistencia a rotura de muestras típicas de los suelos cohesivos del perfil, obtenida por medio de ensayos triaxiales escalonados que, para cada probeta, proporcionan tres o más circunferencias de Mohr de rotura y posibilitan definir una envolvente para determinar  $c$  y  $\phi$  en las condiciones de drenaje impuestas en los ensayos. En esta forma, con muy poco gasto adicional, se consiguen datos más precisos que permiten disminuir el coeficiente de seguridad y compensar en economía con creces el mayor costo que implica este procedimiento. La técnica tiene amplia difusión en la Argentina. En un ensayo triaxial escalonado, para cada presión de confinamiento  $p_1$ , se incrementa la presión vertical  $\Delta p = p_2 - p_1$  hasta iniciar la rotura incipiente. Se aumenta  $p_1$  y se repite el ensayo. El procedimiento es aplicable a todos los suelos tanto en la condición drenada como en la no drenada. Véase nota del traductor de pág. 102. (N. del T.)

capas de arcilla. En cada caso particular el programa de exploración debe prepararse teniendo en cuenta la cantidad de información y de datos útiles que pueden derivarse de los resultados de ensayos de laboratorio. A medida que aumenta la complejidad del perfil del suelo, decrece rápidamente la utilidad a derivar de investigaciones elaboradas del subsuelo. Cuando el perfil del suelo es errático, los esfuerzos deben concentrarse, no tanto en la obtención de datos exactos relativos a las propiedades físicas de muestras aisladas del suelo, sino más en obtener una información completa con respecto a la forma estructural del subsuelo. Los esfuerzos para obtener dicha información por medio de perforaciones y ensayos son comúnmente demasiado onerosos, aun suponiendo que conduzcan a resultados satisfactorios, lo que no siempre es cierto. Como los perfiles del suelo errático son mucho más comunes que los simples y regulares, son relativamente raros los casos en que se justifica desde el punto de vista práctico la ejecución de ensayos elaborados y en gran escala. En la discusión que sigue, relativa a los medios para obtener una información adecuada de las condiciones del subsuelo, se subraya constantemente la influencia que el grado de complejidad del perfil del suelo tiene en el valor práctico de los ensayos de los suelos.

### **Consideraciones geológicas**

La mayoría de los depósitos naturales de suelo se hallan comprendidos en uno de los siguientes tipos principales: depósitos fluviales, depósitos de inundación de planicies, depósitos de delta, depósitos costaneros, depósitos glaciares, depósitos eólicos (arenas de dunas y loess) y depósitos formados por sedimentación en agua estancada. Los únicos que suelen mostrar una estructura bastante regular son los depósitos de inundación y los eólicos, además de aquellos formados en grandes extensiones de agua estancada a distancia considerable de las costas. Todos los otros suelen distinguirse por variaciones importantes y erráticas, al menos en la densidad y consistencia relativa, y comúnmente también en cuanto a su granulometría.

En las cercanías del nacimiento de los sistemas fluviales, los *depósitos fluviales* ocupan usualmente el fondo de valles cortados en la roca. Cerca de la desembocadura suelen estar dispuestos en canales sinuosos y entrelazados, cortados en anchas bandas de sedimentos finos que fueron depositados con anterioridad por el río bajo condiciones de sedimentación distintas. El tamaño medio de los granos disminuye a medida que aumenta la distancia a las fuentes del río y, en un punto dado, generalmente aumenta con la profundidad a que se halla el depósito. Desde luego, los detalles de la estratificación son siempre erráticos y tanto la granulometría como la densidad relativa varían de una manera imprevisible. Aún más abruptas y notables son las variaciones que se presentan en los materiales aluvionales depositados por las aguas derretidas en el borde de los campos de hielo continentales. La figura 44.16 ilustra sobre las variaciones en densidad relativa de un estrato de arena fluvioglacial, y la figura 44.12 sobre las mismas variaciones para un estrato de arena y grava, también fluvioglacial, que se halla cubierto por un colchón de limo blando.

Los *sedimentos de inundación* son depositados a ambos lados de los cursos inferiores de los ríos, durante la época de las crecientes. Consisten regularmente en capas continuas de limo o de arcilla, de espesor bastante uniforme, separadas entre sí por capas de sedimentos más gruesos. No obstante, la continuidad de estos estratos puede hallarse interrumpida en cualquier punto o línea por la presencia de masas de sedimentos distintos que rellenan depresiones o antiguos cursos de ríos (Kolb y Shockley, 1959). Si una depresión de este tipo ocupa el espacio entre dos perforaciones, su presencia puede pasar inadvertida. Varios accidentes bien conocidos, ocurridos con fundaciones, se han debido a esta causa.

Los *depósitos de delta* se forman en los puntos donde los cursos de agua desembocan en masas de agua estancada. Las características principales de los deltas son simples, pero los detalles de su estructura pueden resultar muy complejos, como lo muestra la figura 45.1, como consecuencia del cambio continuo de lugar de las corrientes que transportan los sedimentos.

Los *depósitos costaneros* se componen de sedimentos que fueron erosionados por las olas, o bien, llevados por ríos a una extensión de agua estancada, y luego transportados y depositados por las corrientes costeras. Comúnmente están formados de arena y grava, pero como resultado de importantes fluctuaciones en el nivel del lago o del mar, combinadas con desplazamientos del talweg de los ríos que cruzan la costa, los depósitos de arena y grava pueden alternar de una manera intrincada con capas o bolsones de limo, arcilla o turba. Los depósitos costaneros de este tipo se conocen como *depósitos costaneros compuestos*. La figura 45.7 y la parte superior de la figura 43.2 ilustran sobre la estructura de depósitos de este tipo.

Los constituyentes de los *depósitos glaciares* fueron recogidos y transportados por las masas de hielo y depositados cuando éste se derritió. El retroceso de los hielos siempre se alterna con períodos de temporario avance. El avance de glaciares ara y deforma las capas de material glaciar depositadas previamente y aún más, en el frente del glaciar las corrientes de agua que emergen del fondo del mismo producen una separación, sin orden alguno, de materiales que son desplazados de un lado a otro. Por ello, los depósitos glaciares se encuentran entre los más erráticos con que debe vérselas el ingeniero. Bolsones irregulares y lentes de materiales granulares finos y gruesos mezclados con piedras grandes pueden presentarse en continuidad de una manera absolutamente caótica.

En contraste con los depósitos glaciares, los *sedimentos eólicos* son invariablemente de una uniformidad notable. No obstante, la forma de sus límites puede ser muy irregular, pues el viento suele depositar su carga en montones irregulares cuando encuentra superficies muy accidentadas. Además, los sedimentos finos conocidos como loess (véase artículo 2) pueden perder completamente su homogeneidad original como consecuencia de lavado o descomposición local. Muchas de las fundaciones defectuosas construidas en loess se originaron como consecuencia de la omisión por parte de los proyectistas a prestar atención a la existencia de tales alteraciones parciales.

Los agentes de transporte, es decir, las corrientes de agua, el hielo y el viento, depositan durante o al finalizar su recorrido solo parte de su carga sólida. El resto es llevado a las grandes extensiones de agua estancada, como los lagos, bahías u océanos. Una vez que han traspasado la angosta faja sujeta a las corrientes costeras, las partículas de suelo no se hallan sometidas a otra fuerza que la que deriva de su peso propio. Por ello, en contraste con los otros depósitos sedimentarios, aquellos formados en grandes extensiones de agua estancada tienen comúnmente una estructura relativamente simple. Esta estructura solo refleja los cambios periódicos, o pro-

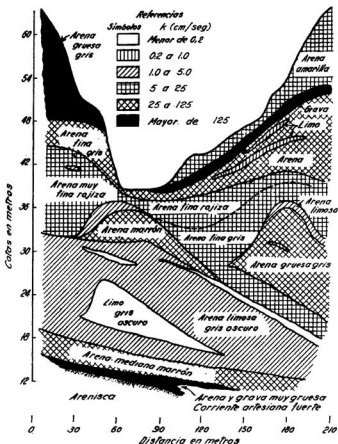


Fig. 45.1. Perfil de permeabilidad de un depósito deltaico glacial relativamente homogéneo, situado cerca de Chicopee, Mass.

gresivos, en las características del material que entra en la región de sedimentación, aunque se halla también influida en cierto grado por la composición química del agua.

El efecto de los cambios que con las estaciones sufren las características del material en suspensión viene ilustrado por el diagrama de contenido de humedad de la figura 43.1b. Debido a este efecto, la dispersión en contenido de humedad, con respecto al término medio, es tan importante en distancias verticales de pocos centímetros como en todo el espesor del estrato. Aún más notable es el efecto de cambios estacionales sobre la estructura de sedimentos depositados en lagos de agua dulce bajo climas árticos, como los que prevalecieron en el norte de Estados Unidos y Canadá durante la época glaciár. En verano, el material en suspensión en los lagos consistía en limo y arcilla. Los materiales gruesos como la arena y la grava no entraban al lago, pues se depositaban antes, en la boca de los ríos, formando depósitos de delta. En verano, por tanto, sedimentaban las partículas de limo. El invierno no aportaba nuevos materiales, pues los ríos estaban congelados, y por consiguiente debajo de la capa de hielo que cubría los lagos solo se depositaban las partículas de arcilla que habían quedado en suspensión durante el verano. Por ello, el sedimento está compuesto de capas claras, depositadas en verano y formadas de limo y de capas oscuras depositadas en invierno y constituidas, principalmente, de arcilla. Cada capa doble representa el depósito de un año. Estos sedimentos son las arcillas laminares (fig. 45.2), mencionadas en el artículo 2. El espesor de cada capa doble es comúnmente menor de 2 centímetros, aunque excepcionalmente alcanza valores mucho mayores; depende de la cantidad de material aportado al lago durante el verano. Los depósitos de arcillas lami-



Fig. 45.2. Sección longitudinal de una muestra inalterada de arcilla laminada tomada con un sacatestigos de cuatro pulgadas bien proyectado (cortesía de M. J. Hvorslev).

nares son muy comunes tanto en Europa como en Norteamérica, por encima del paralelo 40, y son fuente prolífica de dificultades serias en las construcciones.

Si en lugar de desembocar en un lago de agua dulce, ríos árticos similares a los descriptos, desembocan en una bahía oceánica, la segregación según tamaño de partículas es mucho menos perfecta, debido a que las sales que contiene el agua de mar producen la floculación de las partículas de arcilla. Por ello, la mayor parte de la arcilla se deposita simultáneamente con el limo.

El análisis precedente demuestra que la naturaleza ha creado una variedad infinita de formas estructurales, que van desde la estratificación simple de depósitos formados en grandes lagos a las complejísimas estructuras de las masas de grava, arena y limo que primero fueron depositadas y luego aradas, distorsionadas, parcialmente erosionadas y vueltas a depositar en los bordes de las masas de hielo continental. Debido a variaciones en el material que les da origen y en el grado de alteración producida por los agentes atmosféricos, las características de los suelos residuales no son menos complejas.

Cuando en una masa de suelo se ejecutan perforaciones en dos puntos distanciados de 25 ó 50 metros, el ingeniero conoce las características y el orden de sucesión de los estratos a lo largo de dos líneas verticales. Entre estas dos líneas el orden de sucesión de los estratos puede ser continuo, pero también puede ocurrir que dicho orden desaparezca a corta distancia de cada perforación y que el perfil a mitad de distancia entre perforaciones no tenga el más remoto parecido con ninguno de los perfiles anteriores. Un programa inteligente de investigaciones suplementarias del subsuelo solo puede prepararlo un ingeniero bien familiarizado con nociones de geología física y conocedor de la geología de la región donde está situada la obra.

En las ciudades grandes se puede usualmente encontrar una descripción de la historia geológica recurriendo a museos locales de historia natural u otras instituciones similares, como ser las Direcciones de Minas y Geología, donde puede además recogerse información respecto a las publicaciones relativas a la geología de la zona. Como información general relativa a la geología de distintas partes del mundo se citan las siguientes:

R. F. Legget, "Geological Surveys of the World", Apéndice B en *Geology and Engineering*, segunda edición, Nueva York, 1962. Contiene breves comentarios sobre investigaciones geológicas en diversos países, publicación de los mismos y dirección postal a donde dirigirse.

R. F. Legget, "Geological Societies and Periodicals", Apéndice C en *Geology and Engineering*.

*Catalogue of Published Bibliographies in Geology 1896-1920*, Boletín del National Research Council, 6, Parte 5, N° 36, 1923.

Muchas veces es posible hallar alguna publicación que describa la geología del lugar donde va a estar ubicada la obra, sobre todo si ésta se halla en alguna ciudad, cerca de un río importante, de una falla muy

notable, etcétera. Sin embargo, es también común no encontrar ninguna información específica, de modo que el ingeniero debe contar con su propia capacidad para la observación e interpretación geológica del lugar. En obras de gran envergadura, un levantamiento geológico detallado del lugar y de sus cercanías es una necesidad imperativa y requiere los servicios profesionales de un geólogo.

### ***Separación y profundidad de las perforaciones exploratorias***

La distancia a que deben espaciarse las perforaciones exploratorias se halla por ahora gobernada principalmente por la costumbre, más que por consideraciones racionales. En obras de edificio suelen comúnmente espaciarse unos 15 metros en ambos sentidos principales. En proyectos de subterráneos y diques de tierra se considera generalmente 25 metros como una distancia máxima. Sin embargo, si la zona que abarca el proyecto es muy grande, puede resultar necesario aumentar esta distancia a 50 ó 100 metros. Aun con esta separación, el número de perforaciones y la cantidad de ensayos necesarios pueden resultar muy grandes y causar demasiados retrasos en la iniciación de la obra.

La normalización de la distancia a que deben espaciarse las perforaciones exploratorias tiene desventajas evidentes. Cuando el perfil del suelo es muy simple, la separación usual es demasiado pequeña, mientras que cuando el perfil es errático dicha separación es excesiva. Para evitar la pérdida de tiempo y dinero que significaría la realización de pozos superfluos, puede utilizarse con ventajas el método de la auscultación. En cada uno de los puntos donde debería realizarse una perforación se ejecuta en cambio una auscultación que es mucho más rápida y económica. Si todos los diagramas de resistencia a la penetración son parecidos, es muy probable que el perfil del suelo sea simple. En este caso solo se necesitan perforaciones exploratorias cerca de aquellos pocos puntos donde los diagramas de penetración indican las máximas desviaciones con respecto al término medio. Si la geología del lugar indica la posibilidad de que la continuidad de los estratos pueda hallarse interrumpida por rellenos locales de viejos cauces o cualquier otra masa de materiales extraños, deben efectuarse auscultaciones adicionales en correspondencia con toda indicación superficial, como ser pequeñas depresiones del terreno, en busca de posibles inclusiones compresibles. Si una auscultación da con una inclusión de este tipo, debe efectuarse una perforación exploratoria en su correspondencia para determinar la clase de suelo que forma la inclusión.

Si los diagramas de penetración obtenidos de auscultaciones exploratorias son sistemáticamente muy distintos entre sí, es muy probable que el suelo presente un perfil errático, de modo que, para determinar su forma real, deben realizarse auscultaciones intermedias, hasta que los datos de resistencia a la penetración sean suficientemente completos, como para no dejar dudas con respecto a la forma general de las superficies de separación entre los estratos de materiales gruesos y los de materiales finos, y la de

aquellas que dividen las partes sueltas y densas de un mismo estrato. En este caso, para completar el estudio solo se requieren unas pocas perforaciones, las necesarias para determinar los tipos de suelo situados entre las distintas superficies de discontinuidad, y/o para saber si una masa de suelo de resistencia excepcional, o una sin ninguna resistencia, está formada de arena o de arcilla. Una situación de este último tipo se presentó cuando se estaba realizando la auscultación indicada en la parte derecha de la figura 44.2. Surgió la duda de si el suelo situado entre cotas 24 y 18 estaba constituido de arena muy suelta o de arcilla, y para dilucidarla se efectuó una perforación al lado de la auscultación. La perforación eliminó toda duda con respecto a la posible existencia de arcilla por debajo de la cota 24, indicando que la baja resistencia a penetración en esta zona se debía exclusivamente a la estructura excepcionalmente suelta de la arena.

La profundidad a que deben llevarse las perforaciones exploratorias está también más o menos normalizada por la costumbre. Pero en este aspecto, la práctica corriente suele caracterizarse por el hecho de que sus resultados no solo no tienen utilidad alguna sino que muchas veces hasta son peligrosos. En efecto, muchos edificios han resultado seriamente dañados por la consolidación de estratos de arcilla blanda situados por debajo de la profundidad hasta la cual fue explorado el subsuelo. Con todo, no resulta posible establecer reglas generales para seleccionar dicha profundidad, pues, para una estructura de dimensiones y peso dados, la profundidad de las capas que pueden tener una influencia significativa en los asentamientos depende en gran parte del perfil del suelo. Los ejemplos que siguen ilustran sobre los factores que deben considerarse antes de especificar la profundidad a que deben llevarse las perforaciones.

Si por razones geológicas, o por conocimientos de perforaciones anteriores realizadas en las cercanías de la zona, se sabe que el suelo del lugar donde se va a construir un grupo de edificios es arenoso y no contiene ningún estrato de arcilla o de limo blando, es suficiente, en correspondencia con cada edificio, explorar el suelo, según cuáles sean el peso y el tamaño del edificio, hasta una profundidad de 5 a 10 metros por debajo del plano de fundación. Las dimensiones del área ocupada por el conjunto de los edificios no requieren consideración alguna pues en arena el asentamiento de cada edificio es casi independiente de la existencia de los otros. La causa de esta particularidad deriva del hecho de que la compresibilidad de los estratos de arena decrece rápidamente con la profundidad (artículo 15).

Si, por el contrario, el subsuelo de un grupo de edificios contiene estratos blandos, la causa principal de los asentamientos puede hallarse a una profundidad mayor que el ancho total ocupado por el grupo de edificios, pues, aun en el caso de que un grueso estrato de arcilla esté situado a gran profundidad, 50 metros, por ejemplo, un aumento moderado de la presión que actúa sobre el mismo puede llegar a producir un asentamiento mayor de 30 centímetros (véase artículo 55). Por ello, la profundidad a que debe explorarse el subsuelo depende principalmente de la presencia o ausencia de estratos compresibles, tales como los de arcilla o de limo plástico.

Cuando la geología del lugar indica que pueden existir estratos de arcilla o de limo situados a gran profundidad, o cuando no se conoce absolutamente nada con respecto a las condiciones del subsuelo, como primera medida debe hacerse una estimación aproximada de la intensidad y distribución de las presiones que se originarán en el subsuelo como consecuencia de la construcción del grupo de edificios. El procedimiento a seguir para este cálculo se describe en el artículo 40. Con esta estimación, se determina la máxima profundidad,  $D_{max}$ , para la cual la presencia de una potente capa de arcilla blanda con un alto límite líquido puede aún ejercer una influencia considerable sobre los asentamientos. La primera perforación debe efectuarse hasta dicha profundidad; las restantes, junto con las auscultaciones que se programasen realizar, pueden suspenderse después de haber llegado a 3 metros por debajo del estrato de arcilla más profundo que se hubiese encontrado dentro de la profundidad  $D_{max}$ . Este procedimiento es de regla, cualquiera sea el tipo de fundación que indiquen como adecuada los estratos superiores de suelo, es decir, tanto para fundaciones directas sobre zapatas, plateas, o indirectas sobre pilotes, etcétera.

El ejemplo que sigue ilustra sobre las posibles consecuencias cuando la exploración del suelo no se ciñe al procedimiento recomendado. Tratábase de la construcción de un grupo de edificios en una playa aluvional a orillas del mar. Ninguno de los edificios tenía un ancho superior a los 12 metros. El subsuelo fue explorado con perforaciones hasta una profundidad de 27 metros, hasta cuya cota el perfil constaba de una transición gradual de limo blando en la superficie a arena de densidad variable a una profundidad de más de 20 metros. Debido a la alta compresibilidad de los estratos superiores, se decidió apoyar los edificios en pilotes de 21 a 27 metros de longitud. Para gran sorpresa de los ingenieros a cargo de la obra, los edificios empezaron a sufrir asentamientos durante la construcción y en el curso de tres años dichos asentamientos habían sobrepasado los 60 centímetros. Las investigaciones del subsuelo, realizadas como consecuencia de estos fenómenos, demostraron que los mismos se debían a la consolidación de una capa de arcilla blanda de 9 metros de espesor situada a una profundidad de 35 metros por debajo de la cota del patio de los edificios.

Cuando dentro de la profundidad  $D_{max}$  se encuentra el lecho rocoso, debe determinarse, por lo menos en forma aproximada, la topografía de la superficie del mismo por medio de perforaciones o auscultaciones, pues las depresiones de la roca pueden estar ocupadas por sedimentos muy compresibles que aparecen solo con las perforaciones más profundas. La omisión de esta precaución ha sido, repetidamente, la causa de asentamientos importantes.

Los resultados de las perforaciones exploratorias y de las auscultaciones deben condensarse en un informe que contenga todos los datos reunidos relativos a la geología del lugar, una lista de las propiedades índice de todas las muestras obtenidas con la cuchara normal, y un registro de los resultados de los ensayos normales de penetración. Con este informe podrá entonces decidirse si son necesarias o no investigaciones suplementarias para deter-

minar: la densidad relativa y la permeabilidad de estratos de arena, o la resistencia al corte y la compresibilidad de capas de arcilla \*.

### **Densidad relativa de estratos de arena**

La densidad relativa de los estratos de arena ejerce una influencia decisiva sobre el ángulo de fricción interna de la misma (artículo 17), sobre su capacidad de carga (artículo 33), y sobre el asentamiento de zapatas que descansan en dicho material. Si una arena sumergida es muy suelta, un choque brusco puede transformar el material en una suspensión con las propiedades de un líquido viscoso (artículo 17). En estado denso, la misma arena es insensible a los choques y perfectamente adecuada como base de las estructuras más pesadas. Por ello, la densidad relativa de una arena es mucho más importante que cualquiera de sus otras propiedades, excepto posiblemente su permeabilidad.

**Tabla 45.1**

**Densidad relativa de arenas de acuerdo con los resultados de los ensayos normales de penetración**

Nº de golpes <i>N</i>	Densidad relativa
0-4	Muy suelta
4-10	Suelta
10-30	Medianamente densa
30-50	Densa
mayor de 50	Muy densa

Siempre que se realizan perforaciones exploratorias, pueden obtenerse datos con respecto a la densidad relativa de estratos de arena efectuando ensayos normales de penetración (página 300), toda vez que se toma una muestra con la cuchara correspondiente. Dada la extraordinaria importancia de la densidad relativa, el ensayo normal de penetración debiera considerarse como una parte esencial de las operaciones de sondeo. La tabla 45.1 da relaciones aproximadas entre el número de golpes *N* y la densidad relativa \*\*.

\* Como se indica en la nota del traductor de pág. 328 utilizando una cuchara mejorada en lugar de la partida, durante la ejecución de las perforaciones exploratorias se pueden extraer sin mayor costo muestras de suelos de consistencia blanda, media, compacta y muy compacta suficientemente inalteradas, útiles para determinar valores razonables de la resistencia al corte de los suelos cohesivos. Se mejora así notablemente la información que se obtiene con las citadas perforaciones y evita la necesidad de realizar otras adicionales en la gran mayoría de los casos. (*N. del T.*)

\*\* Utilizando el zapato Nº 4 del sacatestigos que ilustra la nota del traductor de pág. 300 y la misma técnica de hincas, la resistencia a penetración *N'* que se obtiene en arenas es prácticamente igual a la resistencia a penetración *N* que resulta con la cuchara partida. Extensas comparaciones han indicado que  $N' \cong 1.25 N$ . Véase Moretto, O. *Discussion on The Standard Penetration Test*. Proc. IV Congreso Panam. de Mec. de Suelos e Ing. de Fund, Puerto Rico, 1971. (*N. del T.*)

La correspondencia entre el número de golpes y densidad relativa de la tabla 45.1, debe usarse con cautela y solamente en los casos en que los ensayos de penetración se han realizado de una manera escrupulosa. Por ejemplo, si la arena está situada debajo del nivel freático y un perforador inexperto permite que el nivel del agua dentro de la perforación descienda por debajo del nivel piezométrico existente en la arena donde se realiza el ensayo, ésta puede tornarse fluida y pasar a un estado suelto, con lo cual se obtendría para  $N$  un valor demasiado bajo. El simple retiro de las herramientas de perforación a una velocidad demasiado rápida, que no permita que el agua aportada por el suelo remplace el volumen de las barras de perforación retiradas, puede causar este descenso del nivel del agua. Por otro lado, la existencia de cantos rodados o piedras bochas de un tamaño mayor que el diámetro del sacatestigos puede conducir a valores excesivos de  $N$ .

En una arena fina o en una arena limosa con una densidad relativa moderada a alta y un tamaño efectivo comprendido entre 0,1 y 0,05 mm, el número de golpes puede tornarse exageradamente grande debido a la tendencia que tales materiales tienen a la dilatación durante la rotura por corte bajo condiciones no drenadas (artículo 15). Por ello, en estos casos los ensayos normales de penetración deben ser contrastados con procedimientos más seguros o, de lo contrario, los resultados ser interpretados de manera más conservadora.

En trabajos importantes, la información concerniente a la densidad relativa de la arena, obtenida de los ensayos de penetración normales, debe ser completada con auscultaciones. Dichas auscultaciones proporcionan registros continuos, como los indicados en las figuras 44.12 y 44.16, de las variaciones de la resistencia a penetración con la profundidad. Sin embargo, en arena, la resistencia a penetración de un penetómetro, o la energía necesaria para producir una penetración dada, depende no solo de la densidad relativa sino que también de las dimensiones de la punta y del vástago de prolongación, así como en cierto grado de la forma de los granos y de la granulometría. Por ello, todo método nuevo de auscultación, así como todo nuevo uso de un método dado en una localidad inexplorada, requiere la realización de una serie de ensayos de calibración que proporcionen datos que permitan interpretar los resultados.

Puede efectuarse una calibración aproximada haciendo una auscultación al lado de una perforación donde se hayan realizado ensayos de penetración normales. Mucho más engorrosa, aunque también mucho más exacta, es la ejecución de una serie de ensayos de carga a distintas profundidades, ejecutados en una excavación a cielo abierto cercana al punto donde se ha realizado una auscultación. Los ensayos se efectúan sobre placas de  $30 \times 30$  cm que descansan sobre la superficie horizontal de la arena, sin colocar sobrecarga alguna hasta una distancia de por lo menos 90 centímetros a contar desde el borde de la placa. La figura 45.3a muestra la relación entre la carga unitaria y el asentamiento para ensayos realizados en distintas arenas. Las curvas 1 y 2 fueron obtenidas de ensayos en arenas muy densas, la curva 4 en arena de densidad mediana y la curva 5 en arena suelta. La

capacidad de carga aumenta rápidamente con la densidad relativa, y el asentamiento bajo una carga dada disminuye en la misma forma. La figura 45.3a muestra que, de acuerdo con la experiencia en el terreno y en discordancia con la opinión generalizada, el tamaño del grano no tiene influencia sobre la densidad relativa y la capacidad de carga de una arena.

La parte derecha de la figura 44.16 muestra los resultados de ensayos de carga efectuados con el propósito de calibrar el penetrómetro a inyección de la figura 44.13d. El procedimiento utilizado en estos ensayos fue descrito en la página 318.

Con los resultados de ensayos de carga normales, como los indicados en la figura 45.3a, puede determinarse la densidad relativa utilizando el diagrama de la figura 45.3b. Para este propósito las curvas obtenidas de los ensayos de calibración son comparadas con las de dicho diagrama tipo. Como cada curva obtenida corresponde a una resistencia de penetración dada, según cuál sea su posición con respecto a las zonas delimitadas en dicha figura, se tendrá la respectiva densidad relativa en función de la resistencia a penetración.

Un ensayo de carga normal puede, no obstante, conducir a resultados engañosos si la arena que se ensaya es fina o muy fina y contiene una cantidad de humedad apreciable. Debido a la aparente cohesión provocada por las fuerzas capilares (artículo 20), la arena puede aparecer como más resis-

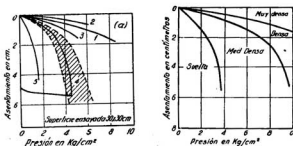


Fig. 45.3. (a) Re'ación entre presión unitaria y asentamiento de un plato de carga de  $30 \times 30$  cm que descansa en la superficie no confinada de una capa de arena. La curva 1 representa una arena fina limpia, densa, en un ensayo efectuado dentro de un cajón de fundación a 7,80 metros debajo del fondo de un río; la curva 2 representa una arena muy fina, muy densa, ensayada en una excavación a cielo abierto, 7,80 metros debajo de la superficie, en Lynn, Mass.; la curva 3 representa una arena húmeda de densidad media, compactada a mano apisonando por capas; la curva 4 representa una arena medianamente densa ensayada en el fondo de un pozo de 9 metros de profundidad en la calle Houston, de Nueva York (el área sombreada indica la zona ocupada por las curvas obtenidas en este pozo entre 6,00 y 18,00 metros de profundidad); la curva 5 representa una arena, suelta, gruesa, limpia y muy áspera, ensayada en el fondo de una excavación a cielo abierto, cerca de Muskegon, Mich.; (b) gráfico para determinar la densidad relativa en función de los resultados de ensayos normales de carga sobre platos de  $30 \times 30$  cm.

tente y menos compresible de lo que sería el mismo material sin la presencia del efecto causado por la humedad. La influencia de la cohesión aparente decrece rápidamente a medida que aumenta el ancho del área cargada, pero puede ser demasiado grande para ser ignorada si el área de ensayo solo alcanza a un cuadrado de 30 cm de lado.

Se pueden obtener datos aún más exactos respecto de la densidad relativa de arenas, efectuando ensayos de laboratorio sobre muestras inalteradas cortadas a mano de pozos excavados o extraídas de perforaciones con uno de los métodos descritos en el artículo 44. Todas las perforaciones de donde se extraen las muestras se ejecutan cerca de los puntos en que previamente se habían efectuado auscultaciones. Correlacionando los resultados de los ensayos con las correspondientes resistencias a penetración, se obtienen datos para la interpretación correcta de los resultados arrojados por todas las otras auscultaciones. Sin embargo, son muy raros los casos en que tales refinamientos se hallan justificados.

### ***Permeabilidad de los estratos de arena***

El conocimiento de la permeabilidad de los estratos de arena puede tener como causa cualquiera de los dos propósitos siguientes: calcular la cantidad de agua que filtra hacia una excavación con dimensiones dadas cuando la napa está a una altura también dada, o bien determinar hasta qué profundidad debe llevarse la pantalla de pie de un dique de embalse, situado sobre una fundación permeable, para reducir las pérdidas por filtración a un valor menor del especificado como admisible.

Para calcular la filtración hacia una excavación a cielo abierto, la forma más conveniente de obtener los datos respectivos estriba en la ejecución de ensayos de bombeo (artículo 44). Los resultados de los ensayos permiten calcular el coeficiente de permeabilidad medio del subsuelo en la dirección horizontal. Una vez conocido dicho coeficiente, todos los problemas relativos a la filtración hacia la excavación pueden resolverse con las leyes de la hidráulica. Si la obra demanda la depresión de la napa por medio de pozos filtrantes (artículo 47), se puede proyectar el sistema de pozos y calcular la capacidad de las bombas que se requerirán para mantener durante la construcción el nivel de la napa por debajo del fondo de la excavación.

Para resolver problemas relacionados con pantallas impermeables y, en general, con las filtraciones en obras de embalse, es necesario determinar no solo la permeabilidad media del subsuelo sino que también las variaciones más importantes en la permeabilidad del estrato de arena situado por debajo y en los alrededores de la estructura del embalse. Esta determinación se puede realizar solo con la ejecución de ensayos de permeabilidad sobre una serie bastante continua de muestras, obtenidas de un número considerable de perforaciones.

Pero los depósitos naturales no son nunca homogéneos y el agua circula a través de los mismos a lo largo de líneas más o menos tortuosas, siguiendo aquellos lentes y capas compuestas de los constituyentes más gruesos. Además, la permeabilidad en la dirección vertical es usualmente mucho

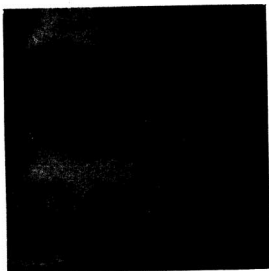


Fig. 45.4. Capitas de limo en arena mediana uniforme. La presencia de estas capitas no podría descubrirse con perforaciones ordinarias, mas reducen la permeabilidad en sentido vertical de los estratos de arena a una pequeña fracción de la permeabilidad horizontal.

menor que la permeabilidad en sentido horizontal. Por ello, cualesquiera sean las investigaciones de laboratorio que se realicen, no se puede esperar que éstas provean otra cosa que un orden de magnitud de la permeabilidad del depósito, aun cuando los ensayos se practiquen provocando el escurrimiento del agua en forma separada en sentido horizontal y vertical a través de muestras inalteradas. Como los testigos nunca son continuos, una delgada capa de limo situada entre dos muestras adyacentes de arena puede ejercer una influencia radical sobre la relación entre la permeabilidad horizontal y la vertical. La presencia de tales capas delgadas no es un hecho excepcional, como lo muestra la figura 45.4.

Por las razones expuestas, el uso de muestras inalteradas para realizar ensayos de permeabilidad apenas si se justifica. Se pueden obtener resultados que no son menos fehacientes ensayando muestras recuperadas por medio de sacamuestras equipados con retén (fig. 44.2d), o bien por medio de un balde rascador (fig. 44.2f). Los componentes de estas muestras deben ser cuidadosamente mezclados antes del ensayo. Después de haber realizado 15 ó 20 ensayos de permeabilidad sobre muestras de un estrato dado se puede estimar el coeficiente de permeabilidad de los otros estratos en base a su textura y apariencia general. Estas estimaciones y resultados de ensayos se deben ajustar para tener en cuenta la diferencia entre la densidad relativa del material amasado y del material en el lugar. La relación entre la

permeabilidad en sentido vertical y la permeabilidad en sentido horizontal se puede juzgar sobre la base de las ecuaciones 11.10 y 11.11.

Raramente se justifican, desde el punto de vista económico, investigaciones elaboradas de este tipo. La determinación de la permeabilidad en depósitos naturales por debajo del nivel freático por ensayos de permeabilidad *in situ* es siempre mucho más fehaciente que la obtenida por medio de ensayos de laboratorio.

Se han desarrollado procedimientos para evaluar la permeabilidad de estratos de arena situados por encima del nivel freático partiendo de la cantidad de agua que penetra dentro del suelo a través del tramo de perforación que se extiende por debajo de la camisa. Los resultados no constituyen más que crudas estimaciones y pueden resultar muy poco fehacientes debido a que la forma de escurrimiento del agua dentro del suelo permanece desconocida y a que la formación de una película filtrante en la superficie de entrada difícilmente puede evitarse. El procedimiento (Zangar, 1953) es similar al descripto para los ensayos de permeabilidad realizados en perforaciones por debajo del nivel freático.

### **Resistencia al corte de arcillas saturadas**

Cuando en una obra en la que existen suelos arcillosos se debe investigar la estabilidad de los taludes, calcular el empuje que han de resistir los revestimientos de excavaciones a cielo abierto, o bien calcular la capacidad máxima de carga de zapatas o plateas, es necesario siempre determinar la resistencia de las arcillas. Cuando el contenido de humedad de la arcilla no cambia en forma significativa durante el período en que los taludes van a permanecer descubiertos, o bien durante la vida de las entibaciones de excavaciones a cielo abierto, o si el coeficiente de seguridad de la zapata de fundación es mínimo antes que dicho contenido de humedad pueda disminuir como consecuencia de la carga que el suelo soporta, para arcillas saturadas es de aplicación la condición  $\phi = 0$  (artículo 18). La resistencia al corte no drenada expresada en base de tensiones totales es entonces igual a un medio de la resistencia a la compresión simple  $q_u$  de muestras inalteradas de arcilla o bien a la mitad de la diferencia de tensiones  $p_1 - p_3 = 2 c_u$  obtenida de ensayos triaxiales. La resistencia al corte también puede determinarse en forma directa por medio de la veleta (fig. 44.17) o bien de la veleta manual torque (fig. 18.3). Teniendo en cuenta que muchos de los problemas prácticos de importancia fundamental caben dentro de la categoría  $\phi = 0$ , los medios para evaluar la resistencia al corte no drenada de suelos arcillosos saturados merece especial consideración.

Cuando se ejecutan perforaciones exploratorias es posible estimar groseramente la resistencia al corte de la arcilla por medio de los ensayos de penetración. La tabla 45.2 muestra la relación aproximada entre número de golpes para 30 cm de penetración del sacamuestras y la resistencia a compresión simple  $q_u$  de las arcillas saturadas. Sin embargo, para un número de golpes dados  $N$ , la dispersión con respecto al término medio de los valores correspondientes de  $q_u$  puede ser muy grande. Por ello, como control, siem-

pre deben realizarse ensayos de compresión simple con las muestras obtenidas con la cuchara partida. Los otros ensayos de rutina a realizar con las muestras mencionadas, indicados en la tabla 9.1, son también obligatorios, pues sus resultados se necesitan para correlacionar el material con otros similares encontrados en obras anteriores. Los valores de  $q_u$  o los de  $c_u$  determinados con las muestras obtenidas con la cuchara partida son generalmente mucho menores que los reales, pues dichas muestras se hallan apreciablemente alteradas\*.

**Tabla 45.2**

**Relación entre consistencia de arcillas saturadas, número de golpes  $N$  de la cuchara partida y resistencia a la compresión simple\*\***

Consisten- cia:	$q_u$ en kg/cm <sup>2</sup>					
	Muy blanda	Blanda	Mediana- mente com- pacta	Compacta	Muy com- pacta	Dura
$N$ :	<2	2-4	4-8	8-15	15-30	>30
$q_u$ :	<0,25	0,25-0,50	0,50-1,00	1,00-2,00	2,00-4,00	>4,00

Las investigaciones suplementarias que se necesitan en obras importantes dependen de las características del perfil del suelo. Si el perfil del suelo es simple y regular, es comúnmente posible llegar a determinar la resistencia al corte medio del estrato de arcilla, utilizando los resultados de ensayos de laboratorio. Las muestras se obtienen por medio de tubos sacamuestras de pared delgada (artículo 44), que permiten sacar muestras continuas, una detrás de otra. Para que los valores medios de los resultados de los ensayos tengan suficiente exactitud, la distancia entre perforaciones no debe exceder

\* Se obvia en gran parte este inconveniente sustituyendo en las perforaciones exploratorias la cuchara partida por otra mejorada, que tenga índices de área mucho menores, compatibles con la compacidad del suelo a muestrear (véase nota del traductor de pág. 337) (*N. del T.*).

\*\* Como se advierte en el artículo 18, el ensayo de compresión simple es solo estrictamente aplicable a las arcillas normalmente consolidadas o poco preconsolidadas. Por ello, lo que en la tabla 45.2 se denomina resistencia a la compresión simple, para materiales de consistencia compacta o mayor, debe entenderse, en general, como el doble de la cohesión  $c_u$  no drenada, obtenida por medio de ensayos triaxiales. Se hace notar, además, que la relación entre número de golpes  $N$  y resistencia ha sido deducida como una correlación estadística, con muy amplia dispersión, como lo destacan los autores, ensayando arcillas marinas saturadas de origen preponderantemente glaciario. Por ello, su extensión sin control a otros tipos de arcillas saturadas y no saturadas suele resultar altamente cuestionable. De cualquier manera, la relación entre número de golpes y resistencia no puede tomarse sino como una primera aproximación grosera que da órdenes de idea, pero precisamente por ello sujeta a grandes errores emergentes de la amplia dispersión mencionada y de los efectos que muchos factores incontrolables pueden tener sobre el valor de  $N$  medido en el terreno (*N. del T.*).

de 30 metros. Cuando se sabe con anterioridad que el perfil del suelo es bastante uniforme y que será necesario extraer muestras en tubos de pared delgada, se toman las muestras continuas de los estratos de arcilla mientras se realizan las perforaciones exploratorias. La cuchara partida se utiliza solo en los otros estratos\*.

Las muestras se envían al laboratorio en tubos sellados, comúnmente de 0,75 a 1 m de largo y, de preferencia, todas las muestras de arcilla de un pozo dado debieran ser ensayadas siguiendo el orden, de arriba hacia abajo, en que las mismas se suceden en la perforación.

Cada muestra se extrae del tubo por medio de un ajustado extractor a pistón, desplazándola de modo que continúe moviéndose con respecto al tubo en la misma dirección en que entró en éste. Si la fricción lateral causa una alteración exagerada o excesiva durante la extracción, el tubo se corta en secciones de 15 cm de largo por medio de una sierra para metales, mientras el suelo se corta con una sierra de alambre y la extracción se hace individualmente para cada sección.

Para los ensayos de rutina cada muestra se corta en secciones con longitudes iguales a 3 veces su diámetro, es decir, las muestras de 5 cm de diámetro se cortan en longitudes de aproximadamente 15 cm de largo. Si la primera probeta extraída de la parte superior del estrato de arcilla aparece como relativamente inalterada, se ensaya a la compresión simple o la compresión triaxial no drenada, primero, en su estado natural, y luego, una vez amasada completamente a contenido de humedad constante. La relación entre los dos valores da una medida de la sensibilidad de arcilla (artículo 8). Después la probeta se divide longitudinalmente en dos partes; una parte se utiliza para determinar el contenido de humedad y la otra se guarda en un frasco de vidrio con tapa hermética. Si las probetas que siguen son de la misma arcilla, con una consistencia similar, no se ensayan; su resistencia puede determinarse por estimación. Pero toda vez que una probeta difiere perceptiblemente en consistencia, color o apariencia general de la probeta que le precede, se repiten con la misma los ensayos descriptos. El cambio de consistencia se revela por un cambio perceptible en la resistencia de la arcilla a la presión de los dedos. Las probetas superiores de cada tubo pueden estar mucho más alteradas que las otras; en este caso, los ensayos de compresión deben realizarse sobre una de las probetas menos alteradas.

La segunda probeta de cada tubo se parte longitudinalmente en dos. Una mitad entera se utiliza para determinar el contenido de humedad, y la otra se coloca en una atmósfera bastante húmeda con la superficie plana hacia arriba para que se seque lentamente. Hay un estado intermedio de desecación en que los detalles de estratificación se hacen claramente visibles. Llegado a dicho estado, deben anotarse las características de la estratificación indicando el color y el espesor aproximado de cada capa individual, el grado de perfección de la estratificación y otros detalles visibles. Las anotaciones se utilizan luego para preparar una descripción general de las

\* Véase nota del traductor de pág. 343 (N. del T.)

características de estratificación de la arcilla. Toda vez que resulte posible, se fotografían algunas probetas típicas.

Las probetas siguientes, de 15 cm de largo, se utilizan también solamente para determinar su contenido de humedad y para la inspección visual. Si el experimentador examina 5 ó 6 probetas de esta manera sin notar un

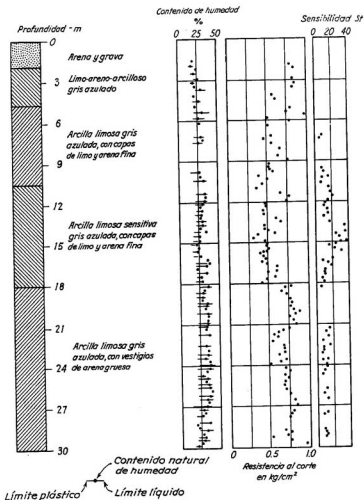


Fig. 45.5. Resultados de un relevamiento detallado de la resistencia, de los límites de Atterberg y del contenido natural de humedad del suelo de una perforación en arcilla efectuada con motivo de los deslizamientos causados por el terremoto del Viernes Santo ocurrido en Anchorage, Alaska (según Shannon y Wilson, 1964).

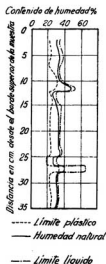


Fig. 45.6. Diagrama indicador de las variaciones que, dentro de un espesor de 30 centímetros de arcilla blanda glaciar, sufren las propiedades índice.

cambio evidente, ensaya la próxima probeta a la compresión, tanto en estado natural como después de amasada, y determina su contenido de humedad. Se sigue este procedimiento hasta encontrar una probeta que difiere materialmente de las que le anteceden, probeta que es sometida a los mismos ensayos que la primera de la serie, con lo cual se reanuda la rutina del procedimiento.

Si se desea un registro más detallado de la consistencia, cada una de las secciones de 15 cm de largo, mencionadas en el párrafo precedente, se secciona longitudinalmente en dos mitades y sobre cada una de ellas se realizan uno o dos ensayos con una veleta torque manual de pequeño diámetro, aplicándola a la superficie seccionada de una de dichas mitades. La otra mitad se usa para determinaciones de contenido de humedad, estudios de estratificación y otros ensayos apropiados. La figura 45.5 muestra los resultados de un análisis detallado de este tipo realizado sobre muestras de arcillas arenosas sensitivas altamente estratificadas, involucradas en una serie de deslizamientos causados por un importante terremoto (Shannon y Wilson, 1964). Los valores de la sensibilidad se calcularon sobre la base de los ensayos realizados con una veleta miniatura sobre porciones completamente amasadas de las muestras, en correspondencia con los lugares donde se realizaron los ensayos de la veleta torque.

Después de haber ensayado en la forma descrita las muestras de una perforación, se determinan los límites de Atterberg sobre trozos representativos de aquellas probetas que fueron sometidas a ensayos de compresión. Los resultados de los ensayos se representan en diagramas como los indicados

en la figura 45.5, diagramas que deben ir acompañados de una breve descripción de las características de estratificación de la arcilla (no incluida en la figura).

Cuando el estudio se hace con el propósito de poder calcular el coeficiente de seguridad de taludes o de terraplenes con respecto a su rotura por deslizamiento, el conocimiento de los detalles de estratificación es por lo menos tan importante como el conocimiento de la resistencia de la arcilla, debido a que la mayor parte de la superficie potencial de deslizamiento puede hallarse situada dentro de una o varias capas o láminas de arena fina o limo grueso y no en la arcilla. En tales casos debe prepararse una descripción detallada y bien ilustrada de las características de estratificación. Deben, además, separarse algunas muestras típicas de las capas estratificadas para ser investigadas con más detalle, investigación que consiste en la determinación del contenido natural de humedad y de los límites de Atterberg de cada una de las capas que componen la muestra. La figura 45.6 muestra los resultados de una investigación de este tipo.

En todos los casos debe tratarse, dentro de lo posible, de determinar el grado de alteración de las muestras en tubo ensayadas, siguiendo para ello el procedimiento indicado en el artículo 44.

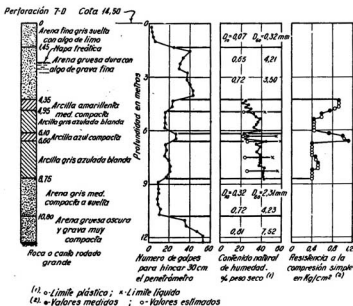


Fig. 45.7. Diagrama que representa el registro de una perforación, de una auscultación, y los resultados de los ensayos de suelo sobre muestras extraídas de una perforación en un depósito costanero compuesto.

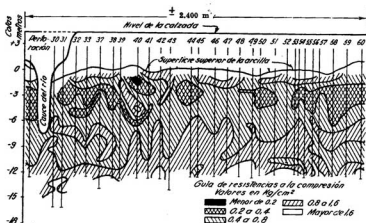


Fig. 45.8. Diagrama que muestra las variaciones en resistencia a la compresión simple de un estrato n'go errático de arcilla glaciar, en Chicago. (Según Terzaghi, 1943a).

Todos los estudios que se acaban de describir tienen aplicación en el caso de estratos de arcilla bastante homogéneos. Si los estratos presentes en el subsuelo tienen espesor y consistencia variables, el método de investigación debe ser modificado. En lugar de concentrar la atención en el ensayo de los suelos, el ingeniero debe esforzarse en investigar la topografía de los límites superiores e inferiores de las capas de arcilla y localizar las partes más duras y más blandas de las mismas. El método más expeditivo para obtener dicha información consiste en realizar un número grande de auscultaciones, completadas con perforaciones exploratorias. Después de reunir y estudiar los resultados de estas investigaciones, se ejecutan dos o tres perforaciones, de las cuales se toman muestras en tubos, perforaciones que deben situarse en los mejores y en los peores puntos de la zona en estudio. En las masas de suelo situadas entre estratos de arcilla, se sacan muestras con la cuchara partida y se ejecutan ensayos de penetración, y en la arcilla, se obtienen muestras continuas en tubos. La figura 45.7 representa una perforación de este tipo, que fue ejecutada en un depósito costanero compuesto situado sobre uno de los taludes de un valle anegado. Hacia la izquierda se muestra un resumen de las anotaciones del perforador. El primer diagrama indica las resistencias a penetración obtenidas de una auscultación hecha a corta distancia de la perforación, mientras que los otros dos contienen los resultados de los ensayos de laboratorio.

La figura 45.8 representa los resultados de una investigación sobre la resistencia a la compresión simple de un depósito de arcilla glaciar de características intermedias entre poco homogéneo y errático. La obra exigía una información general con respecto a la resistencia a la compresión de la arci-

lla, y a sus variaciones en sentido vertical y horizontal, pero los estratos individuales no eran suficientemente homogéneos como para justificar la asignación de valores medios fijos para sus propiedades físicas. Para satisfacer aquellas exigencias, se efectuaron cada 60 metros perforaciones para extraer muestras en tubos, las que fueron sometidas a los mismos ensayos que se ejecutan con las muestras continuas extraídas de estratos homogéneos. La excavación del túnel, pues tal era la obra en cuestión, demostró luego que los perfiles indicaban bien las características generales de los estratos de arcilla que se perforaban en cada sección. Como era de esperar, entre perforaciones, la dispersión en las propiedades de la arcilla con respecto al término medio era muy importante, hecho que exigió una vigilancia continua durante la construcción, pero una investigación más detallada del subsuelo hubiera sido impracticable y, además, antieconómica (Terzaghi, 1943a).

### ***Compresibilidad de los estratos de arcilla saturada***

La compresibilidad de los estratos de arcilla interesa como propiedad porque es la causante de los asentamientos progresivos y, además, porque de ella depende la rapidez del aumento paulatino de resistencia al corte que se origina cuando el estrato es sometido a una sobrecarga. Cualesquiera sean las consecuencias prácticas de la compresibilidad, solo puede hacerse una previsión adecuada de sus efectos cuando los estratos de arcilla son continuos y bastante homogéneos.

Si el subsuelo contiene un estrato continuo de arcilla bastante homogénea, el asentamiento que sufre la superficie bajo la acción de cualesquiera cargas es en todo punto aproximadamente proporcional a la presión media que las cargas producen en la arcilla en dicho punto. La intensidad y distribución de presiones en la arcilla puede calcularse con los métodos descriptos en el artículo 40. A su vez con estos resultados y los obtenidos de los ensayos del suelo, pueden calcularse los asentamientos que originarán las cargas y construir las curvas de igual asentamiento.

En obras de menor importancia, con fundaciones situadas por encima de estratos homogéneos de arcilla saturada, no se requieren otras investigaciones del suelo que las que son de rutina con la cuchara partida u otro sacamuestras común, que en caso de arcilla incluyen la determinación del límite líquido y el límite plástico. La ecuación 13.11 proporciona la relación estadística entre dicho límite y el índice de compresión  $C_c$  de modo que, para arcillas normalmente consolidadas de sensibilidad normal, puede calcularse el asentamiento utilizando el valor de  $C_c$  derivado de dicha ecuación, que en estos casos es suficientemente correcta para propósitos prácticos. Sin embargo, si la arcilla es extrasensitiva, el valor correcto de  $C_c$  es casi seguro mucho mayor que el calculado, salvo que fuese preconsolidada, en cuyo caso es considerablemente menor. La sensibilidad viene indicada por el efecto que el amasado tiene sobre la resistencia a la compresión de las muestras de la cuchara partida. La existencia de una preconsolidación puede ser comúnmente deducida de las características geológicas del lugar de la obra.

En obras importantes, donde se requiera una previsión más exacta de

los asentamientos, se necesitan estudios adicionales, los que consisten antes que nada en la obtención de muestras en tubos de pared delgada, extraídas de perforaciones espaciadas no más de 30 metros entre sí. Las muestras continuas obtenidas de tales perforaciones son sometidas a los mismos ensayos que fueron prescritos para determinar la resistencia al corte de estratos homogéneos de arcilla, con la única diferencia de que, para obtener una información adecuada sobre la sensibilidad del material, solo se necesita la ejecución de ensayos de compresión en muestras representativas de una sola de las perforaciones.

Después de haber representado los perfiles de contenido de humedad de todas las perforaciones en diagramas similares al de la figura 45.5a, se elige una perforación representativa. Cerca de dicha perforación se ejecuta una de gran diámetro para extraer muestras inalteradas con un diámetro mínimo de 4 pulgadas, que serán luego sometidas a ensayos de consolidación.

Debido a la gran cantidad de tiempo y trabajo que demandan los ensayos de consolidación, no resulta en general posible ensayar más de 10 a 15 muestras sin que se produzca una demora inadmisible en los estudios respectivos. Pero, aun en estratos relativamente homogéneos, las propiedades de la arcilla suelen variar de punto a punto en una forma considerable. Por ello, las características de compresibilidad de un material de este tipo solo pueden determinarse, con un gasto razonable, por medio de las relaciones estadísticas entre la compresibilidad y las propiedades índice de la arcilla.

De todos los ensayos indicados en la tabla 9.1 como ensayos de rutina para arcillas, el más económico y conveniente es el de la determinación de humedad. En efecto, el contenido natural de humedad se halla más íntimamente relacionado con la compresibilidad de las distintas partes de un estrato de arcilla que cualquier otra de las propiedades índice. Por ello, la manera más conveniente de determinar la compresibilidad media de un estrato de arcilla consiste en derivarla de una relación estadística entre contenido natural de humedad y la compresibilidad de los componentes del estrato.

El asentamiento originado por la consolidación de una capa de arcilla normalmente consolidada, con una relación de vacíos promedio  $e_0$ , depende solo del índice de compresibilidad  $C_c$  del material, siempre y cuando las otras condiciones sean idénticas. La experiencia ha mostrado (Rutledge, 1939) que la relación entre el contenido natural de humedad y la *relación de compresión*  $C_c/(1 + e_0)$  puede ser aproximadamente representada, en el caso de tales arcillas, por medio de una ecuación lineal. Para sacar ventajas de esta relación, se realizan ensayos de consolidación con varias muestras de la arcilla y luego se representan los valores de  $C_c/(1 + e_0)$  en función del contenido natural de humedad, en la forma en que lo ilustra la figura 45.9. Todos los puntos que representan valores deducidos de ensayos individuales están situados cerca de una línea recta, siendo la dispersión de valores experimentales, con respecto al término medio de  $C_c/(1 + e_0)$  para un contenido natural de humedad dado, la indicada por la distancia vertical entre líneas punteadas.

Una vez obtenida la relación entre contenido natural de humedad y

relación de compresión, el próximo paso estriba en hacer uso de dicha relación para calcular los valores de  $C_c/(1 + e_0)$  que corresponden al contenido natural de humedad de todas las muestras en tubos de dos pulgadas (5 cm de diámetro interno) que se han ensayado, y finalmente determinar el término medio de  $C_c/(1 + e_0)$  por un procedimiento adecuado, ya sea aritmético o geométrico. Dicho valor puede entonces utilizarse directamente en la ecuación 13.8 para calcular el asentamiento.

Cuando una arcilla es preconsolidada, la ecuación 13.8 no puede utilizarse y el método de cálculo de los asentamientos debe adaptarse a las características de consolidación del material.

Si la obra requiere el más alto grado de exactitud que puede razonablemente alcanzarse, se deben obtener las mejores muestras inalteradas posibles para construir la curva e-log p del terreno en la forma indicada por el procedimiento ilustrado en la figura 13.10. Sin embargo, por las razones expuestas en el artículo 13, cualquiera sea el método utilizado, para arcillas preconsolidadas, es generalmente imposible hacer una previsión razonablemente exacta de los asentamientos.

La figura 56.8 ilustra sobre el grado de exactitud que puede alcanzarse en el cálculo de la distribución de los asentamientos en el área ocupada por un edificio de planta compleja, aunque simétrica, situado por encima de un estrato de arcilla bastante homogéneo. La parte izquierda indica la distribución real de asentamientos y la derecha, los valores calculados, siendo de destacar la concordancia de forma entre ambos conjuntos de curvas.

Cuando el perfil es errático, no es posible obtener resultados tan buenos, pues el asentamiento de los edificios no depende en tales casos solo de la intensidad y distribución de las cargas sino que también de las variaciones en la compresibilidad del subsuelo. Además, la velocidad con que se produce el asentamiento depende en cada punto del grado de continuidad de las capas y bolsones de material no cohesivo presente en el subsuelo, continuidad que puede variar de punto a punto, como lo ilustra el caso indicado en la figura 45.10. Dicha figura representa los resultados de algunas de las perforaciones realizadas en un depósito costanero compuesto situado en la ribera sur del lago Erie, cerca de Cleveland. A pesar de que se ejecu-

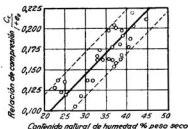


Fig. 45.9. Relación estadística entre contenido natural de humedad y la relación de compresión de muestras de arcilla de una perforación, en Boston, Mass. (Según R. E. Fadum).

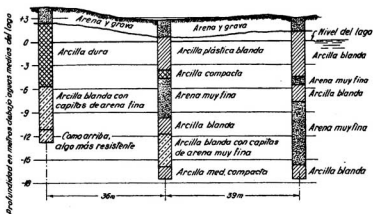


Fig. 45.10. Depósito errático costanero en el lago Erie, cerca de Cleveland.

taron más de 100 perforaciones, distanciadas entre sí en no más de 30 metros, no resultó posible deducir de las mismas si las capas de arcilla eran continuas o no.

Cuando el perfil del subsuelo es errático, la extracción de muestras inalteradas y las investigaciones elaboradas del suelo son tareas que se hallan completamente fuera de lugar. Se pueden obtener datos de un valor práctico mucho mayor ejecutando un número grande de auscultaciones, completadas con perforaciones exploratorias, pues los resultados de tales investigaciones por lo menos informan al proyectista sobre la situación exacta de los puntos de la obra donde se hallan las zonas de material más blando y aquellas de material más resistente. Luego pueden ejecutarse dos o tres perforaciones para extraer muestras inalteradas en tubos con el objeto de obtener alguna información sobre los detalles de la estratificación y sobre la sensibilidad de la arcilla encontrada en las perforaciones exploratorias. El asentamiento máximo se estima en forma aproximada por medio de la relación estadística entre el límite líquido y el índice de compresión  $C_c$ . Cuando se va a estudiar si una estructura será capaz de soportar el asentamiento previsto, es necesario tener bien en cuenta la distancia entre los puntos más débiles y los más resistentes del subsuelo. Ahora bien, aun los resultados de una investigación muy elaborada de las propiedades del suelo difícilmente podrían agregar algo útil a los datos obtenidos con el procedimiento recomendado.

### **Resumen de los procedimientos a seguir para el reconocimiento del terreno**

Según se deduce del análisis que se acaba de realizar, el reconocimiento del terreno implica la ejecución de una serie de operaciones, de las cuales la primera consiste en decidir la profundidad y el espaciamiento de las perforaciones exploratorias.

Si la estructura a construir es un edificio, la práctica corriente requiere la ejecución de una perforación cada 200 metros cuadrados de la superficie ocupada por el edificio. Por otro lado, si se trata de la construcción de un muro de sostenimiento o de una excavación a cielo abierto, es usual ejecutar por lo menos una perforación cada 30 metros de longitud de muro o de excavación. Sin embargo, todas estas reglas están basadas más en motivos convencionales que en consideraciones racionales; pues, si el subsuelo es errático, es común que se puedan obtener datos mucho más útiles, en menos tiempo y con un costo menor, combinando las perforaciones exploratorias con auscultaciones.

La profundidad a que deben llevarse las perforaciones exploratorias depende de si el subsuelo contiene o no capas de arcilla blanda. Si las condiciones geológicas del lugar, o bien los resultados arrojados por perforaciones previas realizadas en la zona, excluyen esta posibilidad, no se necesita llevar las perforaciones a una profundidad mayor de 5 a 10 metros por debajo del plano de fundación \*. Por otro lado, cuando se sospecha que el subsuelo puede contener capas de arcilla blanda a una profundidad desconocida, solo es dable llegar a una decisión correcta sobre la profundidad mínima a que deben llevarse las perforaciones por medio de una estimación de la máxima profundidad hasta la cual la presencia de una capa de arcilla blanda puede aún ejercer una influencia significativa sobre el comportamiento de la estructura a construir.

Las investigaciones a realizar, después de ejecutadas estas perforaciones y auscultaciones exploratorias, dependen de la importancia de la obra, de la naturaleza del problema que la misma presenta y de las condiciones del subsuelo.

En trabajos de rutina, como las fundaciones de edificios o puentes comunes, no se requiere otra investigación que no sea la realización de ensayos de rutina sobre las muestras extraídas con la cuchara partida u otro sacamuestras adecuado (véase tabla 9.1). Cuando la obra es muy grande, o de características poco comunes, puede resultar necesario realizar uno o varios de los estudios suplementarios descritos en las páginas anteriores. Después de haber analizado dichos estudios, el ingeniero debe decidir si las conclusiones basadas en los datos obtenidos pueden considerarse como finales o si la incertidumbre que aún queda requiere que se proyecte un sistema de mediciones para observar el comportamiento del suelo, o de la obra, durante su construcción. Debido a la importancia de las consecuencias prácticas que pueden derivar de dichas incertidumbres, las mismas son tratadas en detalle al final de este artículo.

El resumen que se acaba de hacer con respecto a las operaciones a efectuar durante el reconocimiento del terreno demuestra que raramente el mismo puede ejecutarse siguiendo procedimientos simples que solo exigen obedecer en forma consciente a un conjunto de reglas bien establecidas.

\* Debe entenderse que las profundidades señaladas son indicativas y válidas cuando el subsuelo está constituido por arena o suelos de características similares. Caso contrario, dependen también del tamaño de la fundación y de la carga. (N. del T.)

Por ello, a menos que el ingeniero que las realiza posea un criterio de una madurez acabada y haya tenido una experiencia práctica variada, puede malgastarse mucho tiempo y dinero.

En cada una de las operaciones descriptas, un conocimiento cabal de la geología de las masas sedimentarias no consolidadas es una ventaja de un valor inestimable, debido a que el conocimiento real derivado de las investigaciones del terreno se limita siempre a las condiciones del suelo a lo largo de líneas verticales muy apartadas entre sí. Se ha dicho ya en el artículo 43 que los resultados obtenidos de la interpolación y de las estimaciones sobre las posibles dispersiones pueden conducir a conclusiones muy erróneas, a menos que el investigador tenga una concepción suficientemente clara de lo que podríamos llamar la anatomía del cuerpo de suelo que está estudiando. El conocimiento de la geología de la región se necesita también para determinar si los estratos de arcilla que presenta el lugar de la obra han estado alguna vez sujetos a cargas mayores que las que le impone en el presente la cubierta y, en caso positivo, proporcionar elementos de juicio que sirvan para estimar la magnitud que alcanzó dicha presión.

Cuanto mayor sea la obra, tanto mayor será la necesidad de suplementar los resultados de las investigaciones del suelo por medio de datos derivados exclusivamente de fuentes geológicas, pues en obras grandes suele resultar físicamente imposible —desde el punto de vista práctico— ejecutar un estudio detallado del suelo.

### ***Discrepancias entre la realidad y las hipótesis basadas en el reconocimiento del terreno***

Los resultados obtenidos del reconocimiento del terreno de cualquier obra, sea grande o pequeña, son en última instancia condensados en un conjunto de hipótesis que constituyen las bases del proyecto. Los pasos que conducen a este resultado final involucran varios procesos de interpolación y correlación basados en relaciones estadísticas, razón por la cual las hipótesis están siempre, en alguna medida, en desacuerdo con la realidad. La importancia relativa de estas discrepancias entre hipótesis y realidad es, como se explica en detalle a continuación, muy distinta según cuál sea el tipo de hipótesis en consideración.

Las hipótesis relativas al ángulo de fricción interna de suelos arenosos, a la densidad relativa de arenas y a la compresibilidad media de estratos de arcilla pertenecen a una misma categoría. Los errores inherentes a estas hipótesis dependen principalmente del número y de la calidad de los ensayos del terreno que proporcionan los datos básicos. Por ello, dichos errores pueden considerarse, sin temor, como una consecuencia de un reconocimiento inadecuado del terreno, siempre y cuando el perfil del suelo sea relativamente simple. Sin embargo, no puede demostrarse, con ningún ensayo, si una arena muy suelta, parcial o totalmente sumergida, tiene o no las características peligrosas de que se habla en el artículo 17. Por esta razón, siempre debe suponerse que las arenas sueltas sumergidas pueden

llegar a transformarse en un líquido por efecto de una pequeña provocación, a menos de que sean compactadas por medios artificiales.

La determinación exacta de los valores medios de los coeficientes de permeabilidad  $k_I$  y  $k_{II}$  de un estrato cualquiera de suelo, utilizando los resultados de ensayos, es una operación impracticable, ya que los valores de  $k_I$  y  $k_{II}$  dependen de detalles estructurales de los estratos que no pueden ser detectados por ningún método de exploración del subsuelo. No obstante, si se elige con buen criterio y se utiliza con inteligencia el método a emplear en la determinación de la permeabilidad, pueden obtenerse valores límites bastante correctos casi en cualquier circunstancia. La diferencia entre los valores límites y el valor medio real no puede ser determinada, pero para muchos problemas prácticos solo se necesita un conocimiento de los valores límites.

En este aspecto, el problema más difícil se presenta cuando se trata de predecir las presiones que se originarán en el agua de los poros de capas estratificadas de arena, o de estratos de arcilla que contienen delgadas capas de material más permeable. Debido a que, bajo condiciones hidráulicas dadas, la intensidad y distribución de las presiones en el agua de los poros depende, en un grado aún mayor que el coeficiente medio de permeabilidad, de detalles estructurales imposibles de detectar, los datos que se obtienen del reconocimiento del subsuelo tienen un valor real muy relativo. Por ello, si la seguridad, con respecto a rotura de una fundación, o de una masa de suelo con respecto al deslizamiento, depende de las presiones del agua de los poros, las hipótesis fundamentales que se efectúan referentes a dicha presión no deben merecer confianza excesiva en ninguna circunstancia, cualquiera sea el cuidado con que se haya efectuado la exploración del subsuelo.

En casos como éstos, las hipótesis en que se basa el proyecto no deben ser consideradas más que como hipótesis de trabajo, sujetas a revisión como consecuencia de los resultados de observaciones efectuadas en la obra durante la construcción. Prácticamente todos los fracasos y roturas de fundaciones de diques, y de otras estructuras hidráulicas, pueden ser atribuidos a un exceso, no justificado, de confianza en hipótesis de alguna naturaleza, y muchos de ellos podrían haberse evitado con observaciones adecuadas del comportamiento de la obra durante la construcción.

Si se consideran las pérdidas de vida y de capital que involucra la rotura de una estructura hidráulica importante, un exceso de confianza en las hipótesis en que se basa el proyecto original, y la omisión de prever las observaciones que deben realizarse en la obra para investigar cuáles son las condiciones reales, debe considerarse, teniendo en cuenta el estado actual de nuestro conocimiento, como una negligencia imperdonable.

A pesar de que no se puede tener confianza en los valores de la presión en el agua de los poros determinados por cálculo, nunca debe omitirse dicho cálculo, pues sus resultados sirven un propósito vital. Constituyen la base para valorar peligros posibles, para preparar el programa de observaciones en el terreno, indispensables para descubrir durante la construcción un peligro inminente, y para interpretar los resultados de tales observaciones.

## Lecturas seleccionadas

En las siguientes publicaciones se discute o se dan ejemplos sobre la relación entre condiciones geológicas, propiedades ingenieriles y procedimientos empleados para la exploración.

- Belcher, D. J. (1945). "The engineering significance of soil patterns", *Photogrammetric Engineering*, 11, N° 2, págs. 115-148.
- Lee, C. H. (1953). "Building foundations in San Francisco", *Proc. ASCE*, 79 (Separate 325), 32 págs.
- Sowers, G. F. (1953). "Soil and foundation problems in the southern Piedmont region", *Proc. ASCE*, 80 (Separate 416), 18 págs.
- Bjerrum, L. (1954). "Geotechnical properties of Norwegian marine clays", *Geotechnique*, 4, N° 2, págs. 49-69.
- Peck, R. B. and W. C. Reed (1954). "Engineering properties of Chicago subsoils", *Engineering Experiment Bulletin*, 423, 62 págs. Universidad de Illinois, U.S.A.
- Terzaghi, K. (1955a). "Influence of geological factors on the engineering properties of sediments", *Economic Geology, Fiftieth Anniversary Volume*, págs. 557-618.
- Marsal, R. J. and M. Mazari (1962). *El subsuelo de la ciudad de México*. Universidad de México, Facultad de Ingeniería, 2ª ed., 614 págs.
- Woods, K. B., R. D. Miles and C. W. Lovell, Jr. (1962). "Origin, formation, and distribution of soils in North America", Cap. I en *Foundation Engineering*, G. A. Leonards, Mc Graw-Hill, New York, págs. 1-65.
- Lumb, P. (1965). "The residual soils of Hong Kong", *Geotechnique*, 15, N° 2, págs. 180-194.

Las publicaciones que se citan a continuación contienen ejemplos de programas de exploración adaptados a las condiciones del lugar y a los requerimientos del proyecto.

- Terzaghi, K. (1929c). "Soil studies for the Granville dam at Westfield, Mass.", *Journal New England Water Works Association*, 43, págs. 191-223. Control de permeabilidad de un aluvión glacial en las inmediaciones de la presa. El método (ascensión capilar) utilizado en este estudio ha sido superado y remplazado por otros procedimientos.
- Peck, R. B. (1940). "Sampling methods and laboratory tests for Chicago subway soils", *Proceedings of the Purdue Conference on Soil Mechanics*, págs. 140-150. Investigación de las propiedades físicas de arcillas glaciales algo erráticas, en correlación con trabajos de excavación de túneles.
- Brown, F. S. (1941). "Foundation investigation for the Franklin Falls dam", *Journal de la Boston Society of Civil Engineers*, 28, págs. 126-143. Reproducido en *Contributions to soil mechanics, 1941-1953*, Boston Society of Civil Engineers, págs. 2-19.
- Peck, R. B. (1953). "Foundation exploration - Denver Coliseum", *Proceedings ASCE*, 79, (Separata 326), 14 págs. Investigación de arena errática y depósitos de grava y localización de límites de áreas rellenadas.
- Peck, R. B. (1954). "Foundation conditions in the Cuyahoga River valley", *Proceedings ASCE*, 80 (separate 513), 20 págs.
- Teixeira, A. H. (1960). "Typical subsoil conditions and settlement problems in Santos, Brasil", *Proceedings First Panamerican Conference on Soil Mechanics*, México, 1, págs. 149-177.
- Monahan, C. J. (1962). "John Day lock and dam: foundation investigations", *Proceedings ASCE*, 88, N° PO4, págs. 29-45. Exploración de unos 8 kilómetros de río para elección del lugar de ubicación de la presa, con requerimiento de estudios geológicos, geofísicos e ingenieriles.

## Capítulo 8

### EMPUJE DE TIERRAS Y ESTABILIDAD DE TALUDES

#### ART. 46 MUROS DE SOSTENIMIENTO

##### *Proyecto de muros de sostenimiento*

El procedimiento a seguir en el proyecto de muros de sostenimiento consiste, como en el caso de muchos otros tipos de estructuras, esencialmente en la repetición sucesiva de dos pasos: (1) la selección tentativa de las dimensiones de la estructura, y (2) el análisis de la estabilidad de la misma, frente a las fuerzas que la solicitan. Si el análisis indica que la estructura no es satisfactoria, se alteran las dimensiones y se efectúa un nuevo análisis.

Para hacer la primera tentativa con respecto a las dimensiones del muro, el proyectista se guía por su experiencia, o utiliza tablas que proporcionan la relación entre el ancho de la base y la altura para muros de sostenimiento comunes. Para efectuar el análisis calcula primero la magnitud de las fuerzas que actúan por arriba de la base del muro, incluidos el empuje de la tierra y el peso propio del muro, y luego investiga la estabilidad del muro con respecto al volcamiento. Finalmente, calcula si el suelo de fundación tiene resistencia suficiente como para: (a) impedir que el muro pueda deslizarse por el plano de su base, o uno situado por debajo de la misma; (b) resistir la presión máxima en el borde exterior de la base sin que el muro llegue a volcar; (c) soportar las fuerzas verticales, incluido el peso del terraplén, sin asentamiento excesivo, volcamiento, o deslizamiento hacia afuera del muro.

La mecánica de suelos interviene en dos de las operaciones descriptas: el cálculo del empuje ejercido sobre el muro y el cálculo de la resistencia del suelo de fundación frente a las fuerzas que actúan sobre el mismo. Estos dos tópicos se tratan separadamente.

##### *Cálculo del empuje*

**Introducción.** Los métodos teóricos para calcular el empuje fueron presentados en los artículos 28 y 30. Dichos métodos están basados en las tres hipótesis siguientes:

(1) El muro puede desplazarse por giro o deslizamiento en una distancia suficiente como para que se alcance a desarrollar toda la resistencia al corte del terraplén o relleno.

- (2) La presión del agua en los poros del relleno es despreciable.
- (3) Las constantes del suelo que aparecen en las fórmulas del empuje tienen valores definidos y pueden determinarse con exactitud.

El uso de la teoría del empuje de tierras, para calcular la presión ejercida sobre un muro de sostenimiento, se justifica solamente en el caso en que se satisfacen las tres hipótesis mencionadas. Todo muro de sostenimiento que no esté rígidamente soportado en su cresta puede ceder lo suficiente como para satisfacer la primera condición. Pero para que se satisfaga la segunda condición, el sistema de drenaje del relleno debe ser proyectado y construido con el mismo cuidado con que se construye el muro, y para satisfacer la tercera, el material del relleno o terraplén debe ser seleccionado y estudiado antes de proyectar el muro. Además, durante la construcción, dicho material debe ser colocado con mucho cuidado, pues la resistencia al corte de rellenos que son simplemente volcados en el lugar no puede ser determinada con suficiente precisión por ningún medio práctico.

Si no se satisfacen las dos últimas condiciones, el muro estará sujeto a acciones y fuerzas fuera del alcance de las teorías del empuje de tierras. Si el relleno se coloca en estado suelto, o no es drenado en forma adecuada, sus propiedades cambian con cada estación, y durante el curso de cada año pasa por estados de saturación parcial o total, alternados con estados de drenaje o desecación parcial. Todos estos procesos causan cambios cíclicos en el valor del empuje, cambios que no reciben atención alguna en las teorías clásicas del empuje de tierras. Por ejemplo, mediciones efectuadas con células de presión colocadas en el paramento interior de un muro de hormigón armado de 10 metros de altura indicaron que en el término de un año el empuje varió, con respecto al término medio, en  $\pm 30$  por ciento (McNary, 1925).

El valor máximo del empuje ejercido por rellenos o terraplenes sujetos a cambios cíclicos es mayor que el valor derivado de Coulomb o Rankine. Con todo, en obras comunes, como ser muros de sostenimiento para ferrocarriles o caminos sería antieconómico e impracticable eliminar las variaciones cíclicas anuales del empuje ajustando su proyecto y construcción a las condiciones que requiere la teoría. Por razones de economía y conveniencia dichos muros se proyectan en base a simples reglas semiempíricas para estimar el empuje. En su forma original, estas reglas se dedujeron del análisis de la estabilidad de muros de sostenimiento construidos que, salvo raras excepciones, se habían comportado en forma adecuada. Como al formularlas no se tuvieron en cuenta las causas que pudieron originar el fracaso, el cálculo siguiendo tales procedimientos raramente conduce al fracaso; más bien, en la gran mayoría de los casos los muros tienen una seguridad mucho mayor de la necesaria. El advenimiento de la mecánica de los suelos ha permitido mejorar las reglas sin por ello perder simplicidad.

Si por el contrario, un muro de sostenimiento constituye la parte más importante de una obra grande, o si la altura del muro excede de unos 5 metros, suele ser más económico determinar las propiedades del relleno, uti-

lizar procedimientos adecuados de construcción que aseguren los requerimientos teóricos necesarios, y calcular el muro para resistir solo el valor teórico del empuje.

*Métodos semiempíricos para estimar el empuje.* La mayoría de los muros de sostenimiento se calculan desde hace muchos años siguiendo métodos empíricos o semiempíricos. El más antiguo, quizás, de estos métodos consiste en el uso de gráficos o tablas que proporcionan valores adecuados para la relación entre el ancho de la base y la altura para diversos tipos de muros y distintas clases de suelos de relleno. El defecto principal de este método estriba en que la fundación no puede ser estudiada en forma adecuada, debido a que se desconocen las fuerzas que actúan sobre la misma. Otro de los procedimientos de uso corriente es el conocido como *método del fluido equivalente*, en el cual el muro se calcula para resistir el empuje de un líquido que se supone ejerce una presión igual a la del suelo. A pesar de lo extendido que se halla su uso, el concepto del fluido equivalente no ha conducido a la adopción de valores del peso unitario del fluido equivalente que sean aceptables en general. Muchos ingenieros prefieren utilizar las ecuaciones teóricas del empuje de suelos no cohesivos, tomando como ángulos de fricción interna valores que en el pasado han conducido a proyectos satisfactorios. Existe, empero, una gran diversidad de opiniones en cuanto a cuáles son los valores apropiados de  $\phi$  que deben utilizarse en las distintas circunstancias, y además, el uso de este procedimiento para calcular el empuje de suelos cohesivos no puede justificarse ni aun sobre una base teórica.

A pesar de sus inconvenientes, cada uno de los métodos empíricos o semiempíricos representa un aporte valioso de experiencia que, en esencia, se sintetiza en el método mismo. El conocimiento actual de las propiedades físicas de los suelos nos permite eliminar aquellos valores de las constantes del suelo o del peso unitario del fluido equivalente inherentes a las teorías mencionadas y que están evidentemente equivocados. Además, puede utilizarse el conocimiento de las teorías del empuje de tierras para tener en cuenta la cohesión, estimar la influencia de la sobrecarga, si existe, o de una superficie irregular del terraplén o relleno, de modo que los métodos mencionados adquieren un valor práctico que no puede desconocerse. Todo este bagaje de conocimientos se resume a continuación en la forma de un procedimiento práctico para el cálculo de muros de sostenimiento.

Al aplicar este procedimiento debe recordarse que todo método aproximado para calcular el empuje de tierras encierra dos condiciones primordiales: está basado en hipótesis más o menos arbitrarias y no puede aplicarse a todos los casos encontrados en la práctica. Por tanto, las sugerencias que se hacen a continuación, con respecto a la forma de proyectar muros de sostenimiento pequeños, deben servir simplemente como fundamento para poder extrapolar, desde las hipótesis simples estipuladas, a las condiciones reales presentes en los problemas concretos de una obra.

El primer paso a dar en el proyecto de un muro por medio de un método empírico estriba en clasificar el material de relleno dentro de uno de los cinco tipos indicados en la tabla 46.1.

Si el muro debe proyectarse antes de que se conozca el material de relleno, el cálculo del empuje se basa en las condiciones más desfavorables relativas al material suelo que ha de utilizarse en la obra, o bien se preparan varios proyectos alternativos para distintas condiciones posibles. Cada proyecto debe acompañarse de una nota explicativa, clara y simple, que especifique a cuál de los cinco tipos de suelos indicados en la tabla 46.1 pertenece, a fin de que el ingeniero de obra pueda elegir el proyecto adecuado a las condiciones existentes.

En cuanto a la forma de la superficie del terraplén y al tipo de sobrecarga que el mismo soporta, los casos que se presentan generalmente en la práctica pueden dividirse en cuatro categorías:

- (a) La superficie del terraplén es plana y no lleva sobrecarga alguna.
- (b) La superficie del terraplén forma un plano inclinado que va desde la cresta del muro hasta cierta altura sobre la cresta, donde se hace horizontal.
- (c) La superficie del terraplén es horizontal y lleva una sobrecarga uniformemente distribuida.
- (d) La superficie del terraplén es horizontal y lleva una sobrecarga lineal uniformemente distribuida, paralela a la cresta del muro.

**Tabla 46.1**

***Tipos de suelos de relleno o terraplén en muros de sostenimiento***

- 
1. Suelo granular grueso, sin contenido de partículas finas (arena limpia o grava).
  2. Suelo granular grueso de baja permeabilidad, debido a su contenido de partículas de tamaño de limo.
  3. Suelo residual con piedras, arena fina limosa y materiales granulares, con una cantidad visible de arcilla.
  4. Arcilla blanda o muy blanda, limos orgánicos, arcillas limosas.
  5. Arcilla compacta o medianamente compacta, depositada en trozos o cascotes y protegida en tal forma que la cantidad de agua que penetra en el espacio entre trozos durante las lluvias o inundaciones es despreciable. Si esta condición no se cumple, la arcilla no debe usarse para el relleno o terraplén. Cuanto más compacta es la arcilla, mayor es el peligro de una rotura del muro como consecuencia de la infiltración del agua.
- 

Si la superficie del terraplén es plana (caso *a*), el empuje puede calcularse utilizando los gráficos de la figura 46.1. En el uso de los gráficos, el primer paso a tomar consiste en determinar la altura  $H$  de la sección vertical que pasa por el pie del muro y que se extiende desde el mismo hasta la superficie del terraplén. La componente horizontal del empuje total sobre

dicha sección es igual a  $\frac{1}{2} k_h H^2$  y la componente vertical igual a  $\frac{1}{2} k_v H^2$ .

Los valores de  $k_h$  y de  $k_v$  se hallan indicados en la figura 46.1 para cada tipo de suelo en función del ángulo  $\beta$  de inclinación de la superficie del terraplén. Se supone que el empuje unitario aumenta linealmente con la

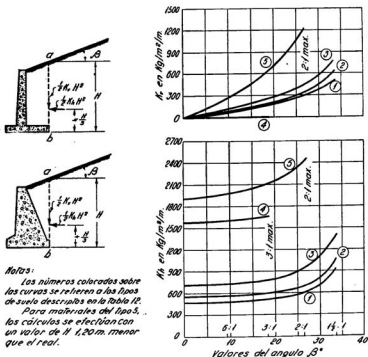


Fig. 46.1. Gráfico para determinar el empuje sobre muros que sostienen un relleno con superficie límite plana.

profundidad a partir del punto  $a$ , de modo que el punto de aplicación del empuje total se halla en el tercio inferior de  $H$ . Si el material del relleno o terraplén está constituido de trozos de arcilla (tipo 5), el valor de  $H$  a utilizar en el cálculo debe reducirse en 1,20 metros y el empuje resultante se considera actuando a una altura  $\frac{1}{3} (H - 1,20 \text{ m})$  por encima de la base del muro.

Cuando la superficie del terraplén es inclinada con un ángulo  $\beta$  hasta llegar a cierta altura y luego se transforma en horizontal (caso  $b$ ), los valores de  $k_a$  y  $k_v$  pueden obtenerse de las curvas de la figura 46.2. Como antes, los gráficos dan los valores del empuje sobre una sección vertical  $ab$  por el pie del muro. Se considera que el punto de aplicación de la resultante se halla en el tercio inferior de  $H$ . Con materiales del tipo 5, para calcular el empuje, se reduce  $H$  en 1,20 metros y su punto de aplicación se toma a  $\frac{1}{3}H$  encima de la base, sin considerar la reducción de altura.

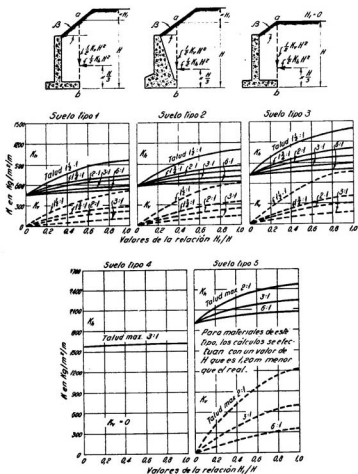


Fig. 46.2. Gráfico para determinar el empuje sobre muros que sostienen un relleno, cuya superficie límite forma un plano inclinado que va desde la cresta del muro hasta cierta altura sobre la cresta, donde se torna horizontal.

Cuando la superficie del terraplén es horizontal y soporta una carga uniformemente distribuida  $q$  por unidad de área (caso c), el empuje unitario sobre la sección vertical  $ab$  se incrementa en forma uniforme en la cantidad:

$$p_q = Cq \quad (46.1)$$

donde  $C$  es un coeficiente que depende del tipo de suelo y que viene dado en la tabla 46.2.

Si la superficie del terraplén soporta una carga lineal  $q'$  por unidad de longitud y paralela a la cresta del muro (caso  $d$ ), se considera que la carga ejerce sobre la sección vertical  $ab$  una fuerza horizontal:

$$p'_q = Cq' \quad (46.2)$$

por unidad de longitud de muro. El punto de aplicación  $d$  de la fuerza  $p'_q$  (figura 46.3a), se obtiene trazando desde el punto  $c$  de aplicación de la fuerza  $q'$  una recta que forme con la horizontal un ángulo de  $40^\circ$ . El punto  $d_1$  de intersección de dicha recta con el paramento interno del muro es el punto de aplicación de  $p'_q$ . Si el punto  $d_1$  está situado por debajo de la base del muro, la influencia de la carga lineal sobre el empuje puede despreciarse; en cambio, si el punto  $c$  está situado a la izquierda del plano vertical  $ab$ , la regla continúa siendo válida.

La carga lineal  $q'$  produce también una presión vertical sobre el talón interior del pie del muro (figura 46.3b). Se puede suponer que esta presión  $p''$  se halla uniformemente distribuida sobre la base  $ef$  de un triángulo equilátero de vértice  $c$ , de modo que tiene por valor:

$$p'' = \frac{q'}{ef} \quad (46.3)$$

En el cálculo de la estabilidad del muro se considera solamente aquella parte de  $p''$  que actúa directamente sobre el talón del pie del muro.

Los procedimientos descriptos se refieren a muros con fundaciones relativamente firmes, en cuyo caso la fricción y la adherencia entre muro y suelo están dirigidas hacia abajo, son estabilizantes y tienden a reducir el empuje. Cuando el muro descansa sobre una fundación muy compresible, el asentamiento con respecto al terraplén tiende a invertir el sentido de estas fuerzas hecho que aumenta el empuje en forma considerable (véanse artículo

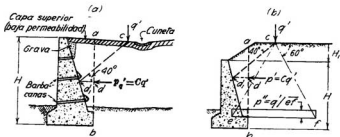


Fig. 46.3. Diagramas que ilustran el método para calcular la magnitud y línea de acción de la fuerza de empuje producida por una sobrecarga lineal  $q'$ , por unidad de longitud, paralela a la cresta del muro.

Tabla 46.2

Valores de  $C$  en las fórmulas 46.1 y 46.2

Tipo de suelo	$C$
1	0,27
2	0,30
3	0,39
4	1,00
5	1,00

29 y figura 29.1). Por ello, si el muro descansa en una fundación compresible, como ser arcilla blanda, los valores del empuje calculados para los materiales del tipo 1, 2, 3 y 5 deben aumentarse en un 50 por ciento.

Los empujes calculados con el procedimiento semiempírico descrito incluyen el efecto de las presiones de filtración y de las variaciones que, con el tiempo, pueden originarse en las condiciones del terraplén. No obstante, y a pesar de estas circunstancias, deben tomarse las precauciones necesarias para evitar la acumulación de agua en el paramento interno del muro y reducir el efecto de las heladas.

Para eliminar el agua que se infiltra en el terraplén durante las lluvias, se colocan drenes que reciben el nombre de *barbacanas*. Las barbacanas consisten normalmente en un caño de cuatro pulgadas empotrado en el muro (figura 46.3a), o también con más frecuencia en un simple agujero rectangular, de  $5 \times 10$  ó  $5 \times 20$  centímetros, dejado en el muro colocando un taco de madera cuando éste se construye. La distancia vertical entre filas horizontales de barbacanas no debe exceder de 1,50 metros. La distancia horizontal entre barbacanas de una fila depende de las precauciones que se hayan tomado para captar y dirigir el agua de infiltración hacia las barbacanas. El método más económico, aunque el menos efectivo, para tomar estas precauciones, consiste en volcar unos 30 litros de piedra partida o grava en la boca interior de cada barbacana, material que sirve, en cambio, para evitar el lavado del suelo a través de las barbacanas. Cuando se utiliza este método, la distancia horizontal entre barbacanas no debe exceder de 1,50 metros.

El agua que emerge de las barbacanas se infiltra en el terreno al pie del muro, donde el suelo debiera conservarse lo más seco posible. Esta consecuencia indeseable puede evitarse sustituyendo cada fila horizontal de barbacanas por un *dren interno longitudinal*, paralelo al paramento, y que se extiende en toda la longitud del muro para desaguar más allá de su terminación. El sistema más elaborado de drenaje de uso corriente lo constituye el *dren interno continuo*, consistente en una capa de grava que cubre todo el paramento interno, y cuyo desagüe se halla en cada extremo del muro.

Todas estas providencias de drenaje impiden la acumulación del agua detrás del muro: pero, cualquiera sea el método utilizado, queda aún el efecto de la filtración del agua desde el terraplén hacia los drenes. Estudios teóricos, basados en la red de filtración, han demostrado que las presiones de filtración resultantes pueden aumentar considerablemente el empuje ejercido por materiales de baja permeabilidad (Terzaghi, 1936a). Los valores dados en las figuras 46.1 y 46.2 tienen en cuenta este aumento temporario del empuje, pues están basados en la experiencia derivada de muros de sostenimiento en los cuales las precauciones para el drenaje tenían las imperfecciones corrientes.

Para evitar que los rellenos del tipo 2 y 3 (tabla 46.1) lleguen a saturarse durante las épocas de lluvia, su superficie debe cubrirse con una capa de suelo que tenga una permeabilidad considerablemente menor que la del relleno, a la que se le da una pendiente hacia una cuneta convenientemente situada, como lo indica la figura 46.3a.

Si en el relleno o terraplén ha de colocarse una cañería de agua o una cloaca, el caño debe rodearse de un dren de grava que desagüe en un punto adecuado, como para que una rotura del mismo no pase inadvertida.

Dado que el método semiempírico descrito tiene en consideración las fuerzas ejercidas por el suelo, por el agua que filtra hacia los drenes, y por los cambios que con el tiempo se originan en las condiciones del terraplén, el único factor que requiere ser considerado en forma independiente es el efecto de las heladas. Cuando los rellenos de los tipos 2 y 3 de la tabla 46.1 se hallan saturados, el congelamiento del agua de los poros del suelo en contacto con el paramento interno atrae más agua del relleno hacia la zona congelada y se pueden formar capas de hielo paralelas a dicho paramento (véase artículo 21). Si el relleno se halla permanentemente separado de la napa freática por medio de un estrato muy permeable, o muy impermeable, el conjunto constituye un sistema cerrado y la formación de capas de hielo solo involucra la migración de agua de la parte central del relleno hacia la zona de congelamiento, sin que el volumen y la forma del relleno sufran cambio apreciable alguno, de modo que el movimiento del muro resulta prácticamente imperceptible. Si por el contrario, la napa freática sube hasta el relleno, el conjunto forma un sistema abierto y la formación de capas de hielo produce un fuerte desplazamiento hacia afuera del muro, pues ningún muro de sostenimiento tiene peso suficiente como para resistir la presión de

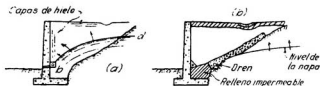


Fig. 46.4 (a) Acción de las heladas en el relleno de un muro de sostenimiento que solo tiene un drenaje longitudinal; (b) forma en que debe drenarse el relleno para impedir la formación de capas de hielo.

cristalización del hielo. Se ha sugerido que este inconveniente puede remediarse instalando un dren continuo de grava en la intersección *b* entre el paramento interno del muro y la superficie original del suelo (fig. 46.4a); dicho dren solo baja la napa hasta la posición *bd*, pero no impide que el agua sea atraída por capilaridad hacia la zona de congelamiento, como lo indican las flechas de la figura 46.4a. Puede, sin embargo, transformarse el relleno en un sistema cerrado cubriendo toda el área de contacto entre el relleno y su base, hasta la más alta posición de la napa freática, con una capa de grava o algún otro material muy permeable (véase figura 46.4b). El dren colector debe colocarse fuera de la zona de congelamiento y sus desagües ser protegidos para que no se obstruyan por helada. En el caso de rellenos constituidos por suelos de los tipos 1, 4 y 5, como también cuando el relleno forma un sistema cerrado, no hay necesidad de abrigar temores de que las heladas puedan tener un efecto serio sobre la estabilidad del muro.

*Cálculo del empuje por medio de la teoría.* La magnitud del empuje calculado utilizando la teoría es menor que el que resulta de los procedimientos semiempíricos que se terminan de describir. Sin embargo, como se ha dicho, el proyecto de muros de sostenimiento por medio de la teoría solo se justifica en el caso de que se conozcan bien las constantes del material de relleno y que se tomen las precauciones necesarias para estar seguros de que las presiones de filtración resulten permanentemente despreciables. El gasto que demanda el cumplimiento de estos requerimientos sobrepasa con frecuencia los beneficios que se derivan de la aplicación de la teoría, a menos que el muro de sostenimiento sea de una longitud y una altura superiores a lo común. En este caso puede resultar más económico estudiar las propiedades del relleno, tomar medidas adecuadas para estar seguros que dichas propiedades permanecen constantes, eliminar la posibilidad de que se desarrolle una sobrepresión en el agua de los poros y proyectar el muro para que solo resista el valor teórico del empuje.

Las propiedades físicas del suelo que intervienen en el cálculo teórico del empuje son el peso unitario, el ángulo de fricción interna y la cohesión. A menos que se determinen los valores de estas constantes por medio de ensayos de laboratorio sobre muestras representativas del material de relleno, compactado a la misma densidad que tendrá después de depositado y compactado en el terreno, los cálculos teóricos complicados no tienen justificación posible. A continuación se sintetiza el procedimiento a seguir para obtener los valores de aquellas constantes.

El peso unitario de los suelos de tipos 1, 2 y 3 de la tabla 46.1 debe determinarse pesando muestras que han sido previamente saturadas y luego dejadas escurrir durante 30 minutos a través de una chapa perforada que forma el fondo del recipiente que las contiene. Las muestras deben tener unos 10 centímetros de altura. Las arcillas se pesan con el contenido de humedad con que serán colocadas en el terreno.

El ángulo de fricción interna de los suelos permeables, como los tipos 1, 2 y 3 de la tabla 46.1, puede determinarse con ensayos drenados, ya que la relación de vacíos de estos materiales se adapta en el terreno durante la construcción al cambio de tensiones a que están sometidos. Si tienen algo

de cohesión debe despreciarse. El coeficiente de fricción entre suelo y muro,  $\text{tg}\delta$ , puede tomarse igual a dos tercios de  $\text{tg}\phi$ . Cuando el relleno se halla sujeto a las vibraciones del tránsito, o tiene que soportar pesadas sobrecargas de intensidad variable, como las que actúan en los pisos de los depósitos aduaneros, los valores de  $\text{tg}\phi$  y de  $\text{tg}\delta$  deben reducirse en un 20 por ciento. Si hay posibilidad de que el muro se asiente más que el relleno, la fricción entre muro y suelo debe tomarse como actuando hacia arriba.

Los valores de  $c$  y de  $\phi$  para los suelos arcillosos, como los de tipo 4 y 5 de la tabla 46.1, deben determinarse por medio de ensayos triaxiales no drenados ejecutados sobre muestras con la densidad y el contenido de humedad que se anticipa en el terreno cuando el relleno esté completo. La adherencia entre la arcilla y el muro debe despreciarse, y el valor de  $\delta$  tomarse igual a cero. El efecto de las vibraciones del tránsito no necesita ser considerado. Nunca debe usarse una arcilla resistente como material de relleno, a menos de que las condiciones del terraplén aseguren en forma completa y permanente que el agua no penetrará jamás en la arcilla, condiciones que muy raramente se cumplen\*. Durante las lluvias, el agua que se infiltra en el terraplén se escurre hacia el paramento interno del muro en la forma en que lo indica la figura 46.5a. Las presiones de filtración (artículo 23) resultantes del escurrimiento del agua aumentan el empuje ejercido por los suelos de permeabilidad mediana, como los tipos 2 y 3 (tabla 46.1), durante todo el tiempo en que dura el escurrimiento, hecho que debe ser impedido utilizando capas inclinadas de drenaje como las que indica la figura 46.5b. Las capas de drenaje cumplen un doble propósito, pues no solo sirven de drenes, sino que también actúan como protección contra el efecto de las heladas. Además de esta capa de drenaje, la superficie de rellenos de permeabilidad mediana debe cubrirse con una capa bien compactada de suelo menos permeable, como se indica en la figura 46.3a.

Cuando el relleno está constituido por arcilla, ésta suele separarse del paramento interno del muro hasta una profundidad  $z_0$  (ecuación 28.7). Para impedir que el agua se acumule durante las lluvias en la fisura abierta debe insertarse una capa de drenaje entre el muro y la arcilla hasta una profundidad de  $1,5 z_0$  por debajo de la cresta. Además, como la parte superior de la arcilla suele agrietarse a consecuencia de su humedecimiento y secado alternativo, se torna bastante permeable, de modo que para captar esta agua la capa de drenaje vertical debe conectarse con una inclinada, por medio de un filtro superior que tenga un pequeño declive hacia atrás (figura 46.5c). Este filtro recoge el agua que se infiltra por la superficie de la arcilla, creando las condiciones necesarias para que las propiedades físicas de la masa de arcilla rodeada por el filtro superior y la capa inclinada de drenaje permanezcan constantes durante todo el año.

La cantidad de agua que se infiltra por un relleno bien construido es

\* Es evidente que esta advertencia de los autores tiene relación con posibles dificultades de pulverización y compactación. Por ello, no es aplicable a las arcillas que siendo resistentes pueden, no obstante, pulverizarse con relativa facilidad y compactarse adecuadamente. (N. del T.)

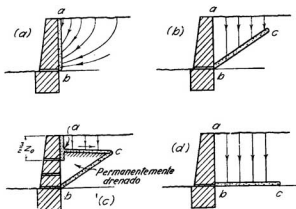


Fig. 46.5. Diagrama que ilustra las providencias a tomar para drenar los rellenos situados detrás de muros de sostenimiento. (a) Capa vertical de drenaje; (b) capa inclinada de drenaje para relleno no cohesivo; (c) drenaje horizontal con capa de sellado combinado con otro vertical parcial para el drenaje de un relleno cohesivo; (d) drenaje de fondo para acelerar la consolidación de un relleno cohesivo.

tan pequeña que no hay peligro de que los drenes lleguen a obstruirse como consecuencia del arrastre de partículas de suelo por el agua. Por tanto, no es necesario que las granulometrías de los materiales de las capas de drenaje cumplan con los requerimientos establecidos para los filtros (artículo 11).

**Empuje contra muros de sostenimiento rígidos.** Los muros rígidos que no permiten desplazamientos, tales como el frente de un estribo de puente en forma de U con muros de vuelta, o las paredes de sótanos profundos, no están sujetos al empuje activo sino al empuje de la tierra en reposo. La magnitud de este empuje es mayor que el activo, y depende no solo de las propiedades físicas del relleno, sino en gran parte del método utilizado para colocarlo. Por ello la intensidad del empuje que actúa sobre un muro inamovible solo puede determinarse con ensayos, o calcularse en función de la experiencia \*. Hasta el momento, existen muy pocos datos empíricos

\* El razonamiento efectuado vale para un muro que sostiene un suelo no cohesivo, o que recibe el empuje de un relleno cualquiera construido después de terminado el muro. Si, en cambio, el muro se instala cortando verticalmente el suelo y hormigonando contra el mismo, como es práctica generalizada cuando se construyen sótanos en suelos cohesivos fuertemente preconsolidados que permiten realizar cortes parciales verticales temporariamente estables, el empuje suele ser considerablemente menor que el empuje en reposo, a menos que el suelo sea de naturaleza expansiva, pues la excavación relaja la tensión horizontal por debajo del valor que corresponde al reposo. El centro de la ciudad de Buenos Aires constituye un ejemplo típico de una situación semejante. El perfil del suelo está formado por una sucesión de estratos de origen eólico que constituyen un loess modificado por erosión y nuevo depósito. Ha sido fuertemente preconsolidado por desecación y se estima que la relación  $K_0$  entre tensión efectiva vertical y tensión efectiva horizontal está en el orden de 0,4. No obstante, la mayoría de los sótanos de sus edificios

al respecto. El empuje que un relleno suelto ejerce contra una pared baja y fija parece ser menor que el ejercido por el mismo relleno compactado (Terzaghi, 1934a). Los resultados de mediciones con células de presión realizadas en dos estribos en forma de U construidos en el norte de Alemania indicaron que la presión unitaria ejercida, a una altura cualquiera, por una arena mediana bien compactada era aproximadamente igual al valor de Coulomb, más un valor constante igual a unos  $0,13 \text{ kg/cm}^2$  (Müller, 1939).

### **Fundaciones de muros de sostenimiento**

**Introducción.** La experiencia ha demostrado que la mayoría de las roturas y fracasos relacionados con muros de sostenimiento se originan como consecuencia de fundaciones inadecuadas. Como no se puede proyectar una fundación adecuada si no se tiene al menos algún conocimiento del tipo de suelo situado debajo de la base del muro, es evidente que debe estudiarse antes el subsuelo, aunque sea utilizando medios primitivos. El requerimiento mínimo para la exploración del subsuelo situado debajo de un muro de sostenimiento consiste en ejecutar perforaciones con un barreno o alguna otra herramienta adecuada, hasta una profundidad por debajo de la base igual a la altura del muro. Si antes se encuentra un estrato duro, las perforaciones pueden suspenderse después de haber penetrado de 50 centímetros a un metro en dicho estrato, siempre y cuando la experiencia local o la evidencia geológica del lugar no deje duda alguna con respecto a la existencia de un estrato blando a mayor profundidad. Si, por el contrario, un estrato blando se extiende hasta una profundidad mayor que la altura del muro, las perforaciones deben continuarse hasta encontrar el fondo del estrato blando, o hasta que la resistencia del suelo aumente en forma apreciable. El proyectista debiera también conocer la profundidad de penetración de las heladas, como la profundidad hasta la cual el suelo es cuarteado por las alteraciones volumétricas que se producen con el cambio de las estaciones del año, de modo que pueda establecer la cota de su fundación por debajo de estas profundidades (véase artículo 53). Cuando no se tienen datos del subsuelo, las dimensiones de las fundaciones no deben aparecer en los planos; en su lugar, deben darse instrucciones simples para que el ingeniero de obra fije las dimensiones después de haber obtenido los datos necesarios.

Las fundaciones de muros de sostenimiento deben cumplir, por lo menos, dos condiciones: tener un coeficiente de seguridad al deslizamiento suficientemente adecuado, y una presión en el borde exterior de la base de fundación igual o menor que la tensión admisible (véase artículo 54). Para impedir que el muro se incline excesivamente, se considera buena práctica exigir que la resultante de todas las fuerzas que actúan por encima de su base pase dentro del tercio medio de la misma. Además, si el subsuelo es compresible, debe satisfacerse el requerimiento de que el asentamiento dife-

solo tienen muros capaces de resistir apenas un empuje del orden de un décimo a un quinto de la presión vertical efectiva que produce la cubierta de suelo. Véase: Moretto O. *Earth pressure on rigid walls for soils preconsolidated by desiccation in the city of Buenos Aires* - V European Congress on Soil Mech and Found. Eng., Vol. II, Madrid, 1972.

rencial de la fundación no sea excesivo. Por tanto, no solo debe la resultante caer dentro del tercio medio de la base sino que, en todos los casos, es necesario investigar también la seguridad al deslizamiento, comprobar que la tensión máxima es menor que la admisible, y asegurarse que los asentamientos diferenciales no serán excesivos.

**Seguridad contra el deslizamiento.** El deslizamiento del muro sobre su base es resistido por la fricción entre el suelo y la base y por el empuje pasivo del suelo en contacto con la cara exterior de la fundación. Es común exigir que el coeficiente de seguridad al deslizamiento sea por lo menos igual a 1,5.

La fricción entre la base y un suelo bastante permeable, como ser arena limpia o arena limosa, es igual a la componente normal de las fuerzas que actúan sobre la base multiplicada por el coeficiente de fricción  $f$  entre el suelo y la base. Para un suelo de granos gruesos que no contiene limo o arcilla, se puede tomar  $f = 0,55$ ; para un suelo de granos gruesos que contiene limo  $f = 0,45$ .

Si el muro descansa sobre limo o arcilla se requieren precauciones especiales. Inmediatamente antes de hormigonar la base se retiran unos 10 centímetros de suelo de toda el área a hormigonar y se remplazan por 10 centímetros bien compactados de arena, o arena y grava, de granos ásperos. El coeficiente de fricción entre la arena y el suelo cohesivo puede tomarse igual a  $f = 0,35$ . Sin embargo, si la resistencia al corte no drenada del suelo de fundación es menor que la resistencia a fricción en cualquier parte de la base, el deslizamiento se producirá por agotarse la resistencia al corte del suelo, a cierta distancia por debajo del plano de fundación. Así, por ejemplo, si la presión normal sobre el suelo aumenta de cero en el paramento interno al valor  $p$  en el paramento externo, como lo muestra la figura 46.6a, la rotura entre  $a_2$  y  $d$  se producirá por deslizamiento en el plano de contacto entre arena y suelo de fundación y entre  $d$  y  $a_1$  por vencerse la resistencia al corte del suelo. Si la presión sobre la base tiene un valor uniforme  $p$ , la

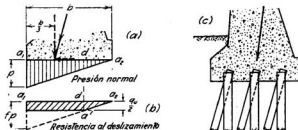


Fig. 46.6. (a) Distribución aproximada de la presión de contacto en la base de un muro de sostenimiento cuando la resultante intersecta la base en el extremo del tercio medio; (b) diagrama que muestra la resistencia opuesta al deslizamiento cuando la resistencia al corte no drenado del suelo situado debajo de la base es menor que la resistencia a fricción entre muro y suelo; (c) muro fundado sobre pilotes verticales e inclinados.

resistencia al deslizamiento por unidad de área es igual al menor de los dos valores:  $f \cdot p$  y  $s$ .

La segunda fuerza que resiste el deslizamiento de la base es el empuje pasivo del suelo situado frente a la parte enterrada del muro. Ahora bien, dentro de la zona de los cambios anuales de humedad y temperatura, no se puede contar con el empuje pasivo, pues la presencia de agujeros de raíces puede transformar el suelo en un material tan compresible que, para que la resistencia pasiva alcance a hacerse efectiva, resulte necesario que el muro avance en una distancia excesiva. Además, si el subsuelo contiene limo y la napa está cerca de la superficie, en los países fríos durante el invierno se pueden formar capas de hielo en la parte superior (véase artículo 21) que al derretirse transforman el suelo en un material tan blando que prácticamente no ofrece resistencia pasiva. Por todas estas circunstancias, el empuje pasivo debe descartarse, salvo que las condiciones locales de la obra permitan una determinación de su valor límite inferior.

Si el coeficiente de seguridad al deslizamiento no se puede hacer igual a 1,5 sin la construcción de una fundación excesivamente pesada, es probable que resulte más económico establecer el muro sobre una fundación con pilotes, como la de la figura 46.6c, en la cual, las fuerzas horizontales son absorbidas por pilotes inclinados. La práctica de incluir algunos pilotes inclinados en las fundaciones de muros de sostenimiento no es, por ningún concepto, de aplicación universal, debido a que los pilotes verticales son más económicos de hincar. Sin embargo, considerando que la resistencia al desplazamiento horizontal ofrecida por la parte superior de pilotes hincados en terreno blando es muy pequeña, la ausencia de pilotes inclinados puede traer como consecuencia un movimiento gradual hacia afuera del muro. Algunos estribos de puentes fundados sobre pilotes verticales, sin pilotes inclinados para absorber las fuerzas horizontales, han avanzado en el curso del tiempo hasta hacer que los miembros traccionados del puente empiecen a pandear por compresión (Terzaghi, 1929b).

Cuando el peso del relleno o terraplén excede de la mitad de la capacidad de carga a rotura del subsuelo, se presenta el peligro de que el movimiento progresivo del muro, o del estribo, llegue a ser excesivo, aun en el caso de que la fundación vaya provista de un número suficiente de pilotes inclinados como para resistir todo el empuje (Peck, Ireland y Teng, 1948). En estos casos, puede resultar necesario pensar en la sustitución del suelo del relleno o terraplén por un material liviano, o bien alterar la disposición del proyecto y eliminar por completo el terraplén. En puentes, un falso estribo que permita disponer el frente del terraplén según su talud natural puede resultar una solución más adecuada que la del estribo.

**Presión admisible y asentamiento.** Si la resultante de todas las fuerzas que actúan sobre un muro pasa por el extremo del núcleo central de su base, la presión sobre el suelo aumenta de cero en el paramento interior al doble de la presión media en el paramento exterior y, como consecuencia, cuando se coloca la tierra de relleno, el muro se inclina hacia afuera. Si el muro descansa sobre un suelo firme, como ser arena densa o arcilla arenosa resistente, su inclinación es imperceptible, siempre y cuando la presión máxima

en la base no exceda la tensión admisible para dicho suelo (véase artículo 54). Si, por el contrario, el muro descansa sobre un suelo muy compresible, como arcilla blanda, la inclinación puede llegar a ser muy grande. Más aún, la consolidación progresiva de la arcilla puede incrementar dicha inclinación con el tiempo. El aumento de la inclinación desplaza el centro de gravedad del muro hacia afuera y aumenta la presión máxima en el paramento externo, proceso que si avanza en forma progresiva puede llegar a producir el volcamiento del muro. Por ello, si el muro descansa sobre un estrato muy compresible, la fundación debe ser proyectada de modo que la resultante de todas las fuerzas caiga cerca del centro de gravedad de la base.

Cuando un muro de sostenimiento sirve de estribo de puente, su inclinación cambia la luz libre entre estribos. En algunos puentes, la luz libre disminuye hasta que el puente, actuando como puntal, detiene el movimiento; en otros, aumenta, creando el peligro de que dicha distancia llegue a sobrepasar la luz de la superestructura. Solo puede producirse un desplazamiento de este último tipo cuando el subsuelo del terraplén de acceso contiene un manto potente de suelo compresible, como ser turba o arcilla blanda, pues en este caso el peso del terraplén comprime el manto y sufre un asentamiento grande. Como el estribo está situado en el extremo del área cargada con el peso del terraplén, su base se inclina y el muro gira hacia el terraplén. El desplazamiento que resulta de este último fenómeno puede adquirir valores mucho mayores que los que produce el giro hacia adelante causado por el empuje.

Todas estas consideraciones sirven para indicar que la fundación de un muro de sostenimiento exige tanta o mayor atención que la de un edificio ordinario. Los principios generales que rigen el proyecto de las fundaciones se estudian en los artículos 53, 54 y 56.

### ***Observaciones de obras en el terreno***

No pueden esperarse nuevos adelantos en cuanto a la forma de proyectar y construir muros de sostenimiento mientras no se disponga de datos relativos al comportamiento real en el terreno de muros comunes, con rellenos contruidos de la manera usual y, además, de datos concernientes a la eficacia de los drenes destinados a eliminar la presión del agua de los poros en rellenos o terraplenes compactados. De aquí que las observaciones de obras en el terreno, que proporcionen datos de este tipo, sean indispensables para el adelanto de la técnica en este aspecto.

Ninguna regla empírica puede merecer más fe que las observaciones en que está basada, de modo que, si se considera lo pobres e inadecuados que son los datos sobre el comportamiento de muros de sostenimiento que fundamentan las reglas semiempíricas de cálculo, es fácil deducir que aún queda mucho por hacer para mejorar dichas reglas. En efecto, los informes sobre el comportamiento de muros de sostenimiento, salvo raras excepciones, solo contienen una descripción muy vaga del material de relleno, y los datos relativos a los desplazamientos se limitan generalmente a los fenómenos que

cualquier observador puede notar. Por ello, los procedimientos para estimar empujes sobre bases semiempíricas tienen todavía mucho lugar para mejoras. La verdad es que solo podrá progresarse cuando se observe el comportamiento de dichos muros en forma sistemática durante varios años, se publiquen sus datos y se interpreten los resultados.

Los informes de las observaciones realizadas con el propósito de mejorar el método semiempírico de cálculo deben contener una descripción adecuada del suelo que forma el relleno y del procedimiento usado en su construcción, de las providencias tomadas para el drenaje, de la época del año en que se construyó el relleno, del término medio de las lluvias anuales y de la profundidad de penetración de las heladas. Estos datos deben ir acompañados de un croquis que muestre la sección transversal del muro y de un perfil del subsuelo que no deje dudas sobre las condiciones del suelo de fundación. Las muestras de suelo del relleno pueden extraerse con un barreno y la descripción del mismo debe contener los resultados de todos los ensayos de identificación indicados en la tabla 9.1, página 43, que le sean aplicables. Las observaciones del movimiento del muro deben incluir mediciones de su inclinación y del desplazamiento de la cresta, mediciones que deben efectuarse por lo menos cuatro veces al año, al finalizar cada estación.

El desplazamiento de muros de sostenimiento por efecto de las heladas es un fenómeno prácticamente inexplorado, que sería muy fácil estudiar con mediciones periódicas de la inclinación y desplazamiento de algunos muros de sostenimiento durante unos pocos años. Si se encontrase que el congelamiento es la causa responsable de dichos movimientos, debería estudiarse la estructura del hielo en la zona congelada, excavando detrás del muro antes que se produzca el deshielo.

Los registros de observaciones efectuadas en muros de sostenimiento grandes, calculados con la teoría del empuje, deben incluir también los resultados de los ensayos de suelo efectuados antes de la construcción y los resultados obtenidos de mediciones periódicas de la presión del agua de los poros en varios puntos situados en forma estratégica en la masa del relleno. La medición directa del empuje sobre el muro es un dato interesante aunque no esencial. No es de esperar que las presiones medidas concuerden necesariamente con los valores del empuje activo calculado con la teoría pues, debido al margen de seguridad con que se calcula un muro bien proyectado, sus movimientos son menores que los necesarios para reducir la presión lateral a dicho valor. No obstante, antes que el muro pueda fallar deben satisfacerse primero las condiciones de deformación del empuje activo. Por ello, el cálculo en base a este empuje constituye un procedimiento racional.

No se tendrán elementos satisfactorios para calcular el empuje sobre muros rígidos cuya cresta no puede desplazarse hasta que se hayan efectuado numerosas mediciones del empuje que la tierra ejerce sobre tales muros. Los pocos datos que se tienen se han derivado de mediciones con células de presión que tenían un área pequeña comparada con el paramento interno

del muro y como consecuencia de ello sus resultados son más bien erráticos. Se puede obtener una información que merece mucha más fe utilizando dispositivos que midan la presión media sobre un área relativamente grande (artículo 67).

## RESUMEN

Cuando se va a proyectar un muro de sostenimiento, es mucho más importante planear en forma adecuada las providencias para asegurar el drenaje y dar consideración cuidadosa a las fundaciones que calcular correctamente el empuje de la tierra. El empuje puede calcularse con los métodos semiempíricos, o si no utilizando las teorías del empuje. El primer método tiene el inconveniente de que algunos de los muros calculados con este método tienen una seguridad exagerada, otros son apenas estables, y ocasionalmente alguno falla o se cae. A pesar de este inconveniente, en obras de rutina este método puede resultar el más económico y recomendable. El segundo método requiere que el relleno y el sistema de drenaje se construyan cumpliendo estrictamente con las condiciones impuestas por la teoría, de modo que el trabajo y el tiempo que dichas condiciones exigen solo se justifican cuando el muro constituye una parte muy importante de una obra grande, o cuando tiene una altura mayor de unos 5 metros.

No se pueden esperar progresos en el proyecto y la construcción de muros de sostenimiento, a menos que se realicen observaciones en muros reales para determinar el efecto de las variaciones cíclicas anuales en las condiciones del relleno y su influencia sobre el muro.

## Lecturas seleccionadas

"Earth Pressures and Retaining Walls", de W. C. Huntington, Nueva York, John Wiley and Sons, 1957, es un amplio tratado que se ocupa de las teorías clásicas del empuje y su aplicación al cálculo de los muros de sostenimiento. Ofrece métodos adecuados de análisis y cálculo para una amplia gama de condiciones.

Las referencias indicadas a continuación contienen ejemplos de los procedimientos semiempíricos mencionados en este artículo:

(a) Trautwine, "Design on basis of ratio of base width to height", *Civil Engineer's Reference-Book*, 21ª edición, Ithaca, 1937, pp. 603-606.

(b) Turneaure and Maurer, "Design by equivalent fluid method", "Principles of Reinforced Concrete Construction", second edition, New York, 1913, pp. 370-373.

Las referencias indicadas a continuación contienen datos útiles sobre el tema de este artículo:

Baker, B. (1881). "The Actual Lateral Pressure of Earthwork", *Min. Proc. Inst. Civ. Engrs.*, Londres, vol. 65, pp. 140-186, discusiones, pp. 187-241. Este artículo contiene una descripción gráfica de las causas y tipos de fallas que se producen en muros de sostenimiento. Las discusiones teóricas y los métodos de cálculo propuestos son anticuados.

Terzaghi, K. (1934a). "Large Retaining-Wall Test", *Eng. News Record*, vol. 112, pp. 136-140, 259-262, 316-318, 403-406, 503-508. Ensayos realizados para demostrar el efecto del movimiento del muro de sostenimiento sobre la intensidad y distribución del empuje.

- Terzaghi, K. (1934b). "Retaining-Wall Design for Fifteen-Mile Falls Dam", *Eng. News-Record*, vol. 112, pp. 632-636. Proyecto de un muro de sostenimiento a gravedad de 52 metros de altura.
- Area (1933). "Use of Portable Cribbing in Place of Rigid Retaining Walls and the Utility of the Different Kinds of Cribbing", Committee Report, *Proc. Am. Rwy. Eng. Assoc.*, vol. 34, pp. 139-148. Un digesto de la experiencia de conservación.
- Kaufman, R. I. y W. C. Sherman, Jr. (1964). "Engineering measurements on Port Allen Lock", *A.S.C.E. J. Soil Mech.*, 90 N° SM5, págs. 221-247. Medición de las presiones laterales ejercidas por un relleno de arena sobre el muro de una esclusa bajo varias condiciones de presión hidráulica.

## ART. 47 DRENAJE DE EXCAVACIONES

### Introducción

En muchas obras, como ser la instalación de servicios públicos subterráneos, la construcción de sótanos profundos para edificios y la preparación de fundaciones de diques, el suelo debe ser excavado hasta cierta profundidad por debajo de la napa, de modo que se presenta la necesidad de eliminar o reducir a un mínimo la filtración de agua hacia la excavación. Para captar la entrada de agua, durante la excavación o con preferencia antes de iniciarla, se coloca un sistema de drenes. Se puede entonces excavar en seco, dando a las paredes de la excavación un talud adecuado, o bien apuntalándolas con una entibación (artículo 48), cuando las circunstancias las requieren verticales.

En una excavación con dimensiones dadas, que se extiende hasta una profundidad determinada por debajo del nivel freático, la cantidad de agua que debe extraerse y el tiempo requerido para drenar el suelo circundante dependen de la permeabilidad y de la compresibilidad del suelo. En obras comunes, el proyecto de las disposiciones a tomar para el drenaje no requiere que se disponga de datos exactos con respecto a la permeabilidad del subsuelo, de modo que no se necesitan otras investigaciones de éste que no sean los ensayos de rutina (tabla 9.1) sobre muestras obtenidas con una cuchara adecuada. En obras grandes es común que se tengan que realizar ensayos de bombeo. Sin embargo, cualquiera que sea la magnitud o importancia de la obra, el método de drenaje y la posición de los puntos en que el agua será bombeada requieren una consideración cuidadosa.

### Métodos de drenaje

Para obtener resultados satisfactorios con el menor gasto, el método de drenaje debe ser adaptado a la permeabilidad media del suelo que circunda la excavación, a la profundidad con que ésta penetra dentro la capa freática y, en obras pequeñas, al tipo de equipo de bombeo más fácil de obtener en el lugar. La permeabilidad de los suelos que constituyen la mayoría de los depósitos naturales, exceptuando quizás algunos de origen eólico, varía considerablemente de punto a punto. La tabla 47.1 indica los límites

extremos entre los cuales, según la experiencia, varía el coeficiente de permeabilidad  $k$  dentro de un mismo depósito. Dichos depósitos son representativos de los tipos más comunes.

Según cuál sea su coeficiente de permeabilidad, los suelos pueden dividirse en cinco categorías, tal como lo indica la tabla 47.2. Muy raramente se encuentran suelos de alta permeabilidad, y cuando se presentan alternan comúnmente con capas menos permeables. Por el contrario, los suelos impermeables, como las arcillas, son muy comunes.

Hasta fines del siglo pasado, el drenaje de las excavaciones a cielo abierto se efectuaba generalmente conduciendo el agua de filtración hacia zanjas poco profundas o pozos revestidos de madera, practicados en el fondo de las mismas y que reciben el nombre de *sumideros*, de los cuales se extraía el agua por bombeo. Este método todavía se utiliza en obras pequeñas. La mitad izquierda de la figura 47.1, que representa la sección vertical de una excavación ancha con taludes inclinados, ilustra el principio en que se basa el método. La mayor parte del agua emerge del pie de los taludes y es conducida por zanjas hacia uno o varios sumideros  $S$ , donde se instalan bombas que la elevan hasta sus correspondientes caños de descarga.

Tabla 47.1

*Coficiente de permeabilidad de formaciones naturales y comunes de suelos*

Formación	Valores de $k$ (cm/seg)	
<i>Depósitos fluviales</i>		
Ródano en Genissiat .....	hasta	0,40
Arroyos en los Alpes orientales .....	0,02	a 0,16
Misuri .....	0,02	a 0,20
Misisipi .....	0,02	a 0,12
<i>Depósitos glaciares</i>		
Derrames fluvioglaciares .....	0,05	a 2,00
Esker, Westfield, Mass. ....	0,01	a 0,13
Delta, Chicopee, Mass. ....	0,0001	a 0,015
Morena .....	menos de	0,0001
<i>Depósitos eólicos</i>		
Arena de dunas .....	0,1	a 0,3
Loess .....	0,001±	
Loess-loam .....	0,0001±	
<i>Depósitos costeros marinos y depósitos lacustres</i>		
Arena muy fina uniforme ( $U = 5$ a $2$ ) .....	0,0001	a 0,0064
Limo inorgánico, Sixth Ave. N. Y., $U = 5$ a $2$ .....	0,0001	a 0,0050
Limo inorgánico, Brooklyn, $U = 5$ .....	0,00001	a 0,0001
Arcilla .....	menos de	0,0000001

Tabla 47.2

Clasificación de los suelos según su coeficiente de permeabilidad

Grado de permeabilidad	Valor de $k$ (cm/seg)
Alto .....	mayor de $10^{-1}$
Mediano .....	$10^{-1}$ a $10^{-2}$
Bajo .....	$10^{-2}$ a $10^{-3}$
Muy bajo .....	$10^{-3}$ a $10^{-7}$
Prácticamente impermeable .....	menor de $10^{-7}$

La extracción del agua por bombeo desde sumideros tiene varias desventajas. Antes que nada provoca el ablandamiento y el derrumbe de la parte inferior de los taludes, debido a que en esta región la velocidad de filtración y, como consecuencia, la presión de filtración, alcanza un máximo (véanse artículos 23 y 24). Además, como todo estrato natural de suelo es más o menos heterogéneo, el agua emerge del mismo en forma de pequeños manantiales u ojos de agua. Si el suelo contiene capas o bolsones de arena fina o limo grueso, los manantiales pueden descargar una mezcla de suelo y agua en lugar de agua limpia. Cuando los manantiales de este tipo se producen en el fondo de la excavación se denominan *borbotones*. Teniendo dichos borbotones como punto de arranque, la erosión subterránea puede retrogradar y formar túneles. La rotura del techo de estos túneles lleva al hundimiento de la superficie del terreno que rodea la excavación, produce el aplastamiento de los taludes o la rotura del apuntalamiento (artículo 63).

Puede reducirse la probabilidad de que se formen borbotones rodeando la excavación con un tablestacado hincado hasta una cota inferior a la del fondo de la misma. El tablestacado intercepta la filtración que viene de todos los estratos situados por encima de su punta y reduce el gradiente hidráulico con que el agua se eleva hacia el fondo de la excavación. Sin embargo, si las condiciones del suelo son desfavorables, ni siquiera el tablestacado alcanza a impedir la formación de borbotones, con todas sus desa-

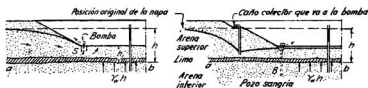


Fig. 47.1. Posición de la napa cuando se bombea desde sumideros (izquierda) y cuando se lo hace desde pozos filtrantes (derecha). A pesar de haberse deprimido la napa, las condiciones del suelo conducen a la rotura por levantamiento del fondo, a menos que se instalen los pozos sangrías B.

gradables consecuencias. En trabajos pequeños, como excavaciones poco profundas en suelos finos revestidas con madera, suele tratarse de prevenir la formación de borbotes arrojando grava en la excavación toda vez que el suelo presenta la tendencia de levantarse con el agua, pero este procedimiento es lento y peligroso. En un trabajo grande, tal como la excavación para la fundación de un dique, el procedimiento puede resultar absolutamente impracticable.

La presión hidrostática que actúa en la base de una capa continua relativamente impermeable, como la indicada por  $ab$  en la figura 47.1, que se halla situada debajo del fondo de la excavación, puede también ser el origen de accidentes y demoras muy importantes en el trabajo. La filtración hacia la excavación solo hace descender el nivel piezométrico de la masa de agua situada por encima de  $ab$  sin cambiar el de la masa situada por debajo de  $ab$ . Es decir, que si se coloca un tubo piezométrico en un punto situado por debajo de  $ab$ , el agua sube en el tubo hasta el nivel original de la napa, de modo que siendo:

$h$  = distancia vertical entre  $ab$  y el nivel original de la napa

$h_1$  = distancia vertical entre  $ab$  y el fondo de la excavación

$\gamma_w$  = peso unitario del agua

$\gamma$  = peso unitario del suelo, sólido y agua combinados,

la presión sobre  $ab$ , debida al peso del suelo que está por encima, es  $\gamma h_1$ , mientras que la subpresión es  $\gamma_w h$ . Si  $\gamma_w h$  es mayor que  $\gamma h_1$  y  $ab$  es prácticamente horizontal, el fondo de la excavación sube en toda su extensión. Si por el contrario, la capa  $ab$  es muy irregular y accidentada, el fondo se levanta en *reventones* solo en aquellos lugares en que  $h_1$  es mínimo.

### **Examen histórico de las técnicas utilizadas para el drenaje**

Los primeros intentos realizados para remplazar el método de bombeo desde sumideros por otros procedimientos de achique menos peligrosos se efectuaron en Inglaterra y en Alemania entre los años 1870 y 1890. Al principio, los sumideros fueron remplazados por pozos filtrantes con un diámetro de 0,90 a 1,20 metros, pero, hacia fines de siglo, se descubrió que podía aumentarse la eficiencia del nuevo procedimiento reduciendo la distancia entre pozos filtrantes, hecho que condujo a los métodos de drenaje por bombeo desde una batería de pozos filtrantes. La evolución de estos métodos se produjo en Europa y en Estados Unidos siguiendo dos caminos distintos.

En Europa se hizo usual disponer cada pozo con una camisa de 8 pulgadas de diámetro, y bombear el agua por medio de un caño de succión de 6 pulgadas colocado dentro de la camisa y que termina en un caño colector conectado a una bomba centrífuga. La distancia entre pozos varía de 6 a 12 metros. Las camisas van perforadas y cubiertas con una malla en el espesor permeable y se instalan de modo de rodear la malla con un filtro.

El procedimiento descrito se conoce con el nombre de *sistema Siemens*, pues fue desarrollado por la compañía Siemens Bau-Union, de Berlín (Kyrieleis y Gichardt, 1930).

En Estados Unidos, alrededor de 1920, se introdujo el procedimiento conocido con el nombre de *sistema "well-point"*. En vez de bombear, como lo hace el método Siemens, desde pozos filtrantes de gran diámetro espaciados de varios metros, el sistema "well-point" consiste en extraer agua de pozos con un diámetro de 2 pulgadas, espaciados entre 1 y 2 metros. Los extremos superiores de los pozos se unen a un caño colector horizontal que lleva a una bomba.

En ambos métodos, el caño colector se instala comúnmente sobre una banquina construida cerca del nivel original de la napa. Debido a que existe un límite en la altura a que puede elevarse el agua por succión, la napa no puede ser deprimida más de unos 5,50 m (máximo: 6 m, aproximadamente) por debajo de su nivel original. Por ello, si una obra requiere el drenaje del suelo en una altura mayor de unos 5,50 metros, la depresión de la napa debe efectuarse por escalones, o bien recurrir al bombeo por medio de bombas sumergidas, colocadas dentro de pozos filtrantes de gran diámetro, bombas que pueden elevar agua desde gran profundidad. Para este objeto, desde aproximadamente 1930, se hace uso extensivo de bombas verticales sumergibles a turbina, instaladas dentro de pozos profundos encaamisados con diámetros variables de 6 a 18 pulgadas. La distancia entre pozos varía de 5 a 50 metros. Hacia 1960, con el mismo propósito se adoptó la bomba eyectora a inyección para ser usada en pozos de diámetro menor. Los pozos eyectores tienen comúnmente un diámetro de 4 a 6 pulgadas y están espaciados entre 1,50 y 7,50 metros.

Poco después de haberse generalizado los sistemas de drenaje por bombeo en baterías de pozos filtrantes, se descubrió que los mismos no eran efectivos si el suelo no tenía por lo menos una permeabilidad mediana, pues, cuando el tamaño efectivo  $D_{10}$  descendía por debajo de 0,1 milímetro, el tiempo requerido para drenar una excavación aumentaba rápidamente y, si  $D_{10}$  era menor de 0,05 milímetros, el bombeo en pozos filtrantes no alcanzaba a cumplir su propósito. Por ello, frente a este problema, se idearon varios métodos para impedir el levantamiento del fondo en excavaciones realizadas en suelos no cohesivos con un diámetro efectivo menor de 0,05 milímetros.

A partir de 1930 se hicieron en Alemania varios ensayos para la solidificación previa del suelo situado por debajo de la cota del fondo de las excavaciones por medio de la inyección sucesiva de dos componentes químicos que, al reaccionar en los huecos del suelo, forman un gel insoluble. Estos procedimientos son muy caros y, si el suelo contiene capas de baja permeabilidad, generalmente resultan inefectivos, razón por la cual su utilidad práctica, tratándose de excavaciones, es muy limitada.

Por la misma época se observó en Estados Unidos que los suelos de granos finos, como ser el limo grueso, podían ser consolidados si se mantenía un vacío atmosférico en el caño que conecta el filtro de los "well-points" con

el caño colector. La observación condujo al desarrollo, entre los años 1925 y 1930, del *método del vacío*. Finalmente, por el año 1934 se hicieron experiencias para consolidar suelos de granos finos utilizando los fenómenos electrosmóticos, procedimiento de drenaje que hoy se denomina *método electrosmótico*.

Los apartados que siguen contienen una descripción breve de los principales métodos de drenaje y de las condiciones que deben cumplirse para que los mismos sean efectivos. Las consecuencias que el drenaje puede tener sobre las propiedades adyacentes a las obras se exponen en el artículo 59.

### **Método "well-point"**

El término inglés "well-point" se refiere al extremo de un caño de 2 ó 2½ pulgadas, el cual se halla perforado en una longitud que generalmente es de un metro, y que sirve el doble propósito de camisa del pozo y de caño de succión. La parte perforada de los caños se cubre con una malla de alambre. Los caños se introducen en el terreno por inyección de agua y se colocan a una distancia que varía entre 1,00 y 2,00 metros.

Cuando una serie de pozos filtrantes "well-points" atraviesan un estrato continuo de permeabilidad relativamente baja, el suelo situado por encima de dicho estrato puede permanecer sin drenar. Para evitar este inconveniente y mejorar la eficiencia de los pozos filtrantes, en suelos de baja permeabilidad, se adopta comúnmente el siguiente procedimiento: después que el caño ha sido inyectado en el terreno, se aumenta la presión del agua de inyección de modo de arrastrar por erosión el suelo que circunda el caño y formar un hueco cilíndrico alrededor del mismo. Durante este proceso, todas las partículas finas del suelo que antes ocupaba el hueco son eliminadas por lavado, mientras que las partículas más gruesas permanecen en el lugar y se acumulan en la parte inferior formando un filtro cilíndrico. Cuando el agua de inyección no alcanza a producir la erosión deseada, se hace el hueco por medios mecánicos y se construye el filtro arrojando arena en el mismo.

El drenaje de una excavación angosta puede usualmente conseguirse bombeando en una sola fila de pozos filtrantes "well-points" colocado en uno de los lados de la misma, siempre y cuando la profundidad de la excavación sea considerablemente menor que la profundidad a que puede bajarse la napa con estos pozos. De otra manera, se necesitan dos filas de pozos, una a cada lado de la excavación. El gasto que demanda el bombeo es generalmente pequeño comparado con el costo de transporte e instalación de los pozos filtrantes, salvo que el suelo contenga capas muy permeables. Cuando las perforaciones exploratorias denuncian la presencia de capas excepcionalmente permeables, para calcular la capacidad de las bombas que serán necesarias debe realizarse un ensayo de bombeo. En todos los otros casos para elegir el equipo de bombeo basta el conocimiento práctico que proporcionan las reglas empíricas. Por regla general se instala una bomba autocebante de 6 pulgadas cada 150 a 200 metros de longitud de la batería

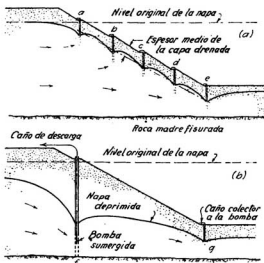


Fig. 47.2. Drenaje de una excavación profunda: (a) con baterías escalonadas de pozos filtrantes; (b) con bombas sumergidas profundas.

de pozos filtrantes y, cuando la altura a que debe elevarse el agua por encima del caño colector no es excesiva, basta con un motor de 20 hp. Para deprimir la napa se requieren entre 2 y 6 días.

Cuando la napa debe deprimirse más de 4,50 a 6 m no basta un sistema de un solo escalón de "well-point". La figura 47.2 muestra, por ejemplo, una sección trasversal de una excavación con una profundidad de 15 metros por debajo del nivel original de la napa. Utilizando la batería superior de pozos filtrantes *a*, la napa solo puede ser deprimida hasta el nivel del punto *b*, a una profundidad menor de 6 metros por debajo de *a*. Para llevar la excavación a un nivel inferior se debe instalar una segunda batería de pozos unida a un caño colector situado bastante por encima del nivel del punto *b*, y así sucesivamente hasta formar una serie de escalones de bombeo que constituyen un *dispositivo escalonado múltiple*. Se requiere una hilera de pozos filtrantes cada 4,50 metros de profundidad y además puede resultar necesaria otra siguiendo el pie del talud.

Cualquiera sea el número de escalones, el espesor medio de suelo del talud que se drena no puede sobrepasar unos 4,50 metros (figura 47.2a). Por debajo de este espesor, el suelo está sujeto a las presiones de filtración del agua que drena y, si la profundidad de la excavación es muchas veces superior a 4,50 metros, el espesor drenado tiene una altura pequeña comparada con la altura de la masa de suelo que forma el talud. Las presiones de filtración que actúan dentro de esta masa pueden poner en peligro la estabilidad del talud.

### **Métodos de drenaje por pozos profundos**

El riesgo de reducir la estabilidad de un talud, debido a la presión de filtración del agua que fluye hacia la delgada corteza drenada por un sistema múltiple de "well-point", puede eliminarse interceptando el flujo de la filtración por medio de pozos profundos antes de que entre en el espacio situado detrás del talud (fig. 47.2b). Los pozos profundos se adaptan también mejor que los "well-points" para predrenar aquellos lugares en los cuales se deben realizar profundas excavaciones con paredes verticales entibadas. Si la permeabilidad del suelo aumenta con la profundidad, y si el suelo permeable se extiende debajo de la posición presunta de la napa deprimida en una magnitud suficiente como para asegurar que tanto la malla permeable como la bomba permanecerán sumergidas, los pozos profundos de gran diámetro suelen constituirse en el método más económico de agotamiento.

Cuando el perfil del suelo es bastante uniforme el espaciamiento entre pozos profundos debe determinarse sobre la base de un estudio teórico del escurrimiento del agua hacia la excavación. Se justifica económicamente una investigación de este tipo debido a que cada unidad de una instalación de pozos profundos es costosa. El espaciamiento varía normalmente entre 5 y 50 m. La camisa tiene un diámetro comprendido entre aproximadamente 6" a 18" (15 a 45 cm), con una sección en malla filtro de 5 a 25 m de longitud, rodeada normalmente por un filtro de arena y grava. Los requerimientos granulométricos para el material de filtro se indican en la tabla 11.2. Si la malla tiene aberturas en forma de ranura, el ancho de la ranura no debe exceder del diámetro  $D_{70}$  del material que la rodea, y si tiene aberturas circulares su diámetro no debe exceder del  $D_{80}$  del citado material. En cada pozo se instala una bomba sumergible o una turbina profunda operada eléctricamente y capaz de levantar el agua a alturas no limitadas por el nivel de succión. La ejecución de las perforaciones y la instalación de los filtros graduados requieren técnicas especiales (Mansur y Kaufman, 1962).

En el espacio entre pozos profundos puede fluir hacia la excavación una pequeña cantidad de agua. Para prevenir el ablandamiento del pie de los taludes se aconseja captar esta agua a través de una hilera de "well-points" como los indicados en *g* en la figura 47.2b.

### **Sistema de "well-points" con eyectores**

Cuando el nivel freático debe deprimirse más de unos 4,5 a 6,00 metros y la permeabilidad es relativamente baja, de modo que la cantidad de agua por pozo es demasiado pequeña para que resulte económico el uso de bombas para pozos profundos de gran diámetro, puede resultar ventajoso un sistema "well-point" con eyector a inyección. La bomba con eyector a inyección situada inmediatamente por encima del "well-point" se opera por medio de agua alimentada al eyector bajo alta presión. Se instala el "well-

point" en el fondo de una perforación encamisada de por lo menos 4" (10 cm) de diámetro, en la cual se bajan los caños de presión de descarga del eyector. La camisa puede rodearse por un filtro.

Los "well-points" a eyector se espacian usualmente entre 1,50 y 7,50 m y descargan un máximo de alrededor de 40 a 60 litros por minuto cada uno. Pueden deprimir la napa de 15 a 30 m. La eficacia de los eyectores es considerablemente menor que la que ofrecen las bombas centrífugas o las bombas turbinas.

### Pozos de sangría

El bombeo por medio de pozos filtrantes deprime la napa hasta una cota inferior al pie del talud o al fondo de la excavación, según sea el caso, de modo que se elimina el peligro de derrumbes; una ventaja importante sobre el método de bombeo desde zanjias colectoras y sumideros construidos en el fondo de la excavación. Sin embargo, como se explicó previamente, si la parte inferior perforada de los pozos filtrantes está situada por encima de un estrato relativamente impermeable, tal como el *ab* de la figura 47.1, puede producirse el levantamiento o reventar el fondo de la excavación, a pesar del drenaje producido por el bombeo. Para prevenir este tipo de accidente deben disponerse escapes para el agua situada debajo de la capa obstructora, escapes que se conocen con el nombre de *pozos de sangría*. El método más simple para construir pozos de sangría consiste en introducir por inyección pozos filtrantes de dos o dos y media pulgadas, lavar un espacio anular alrededor del caño y llenarlo con arena gruesa.

El peso unitario y de la mayoría de los suelos saturados es aproximada-

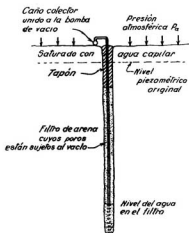


Fig. 47.3. Diagrama que ilustra el principio del método de drenaje al vacío.

mente igual al doble del peso unitario  $\gamma_w$  del agua, de modo que, como regla general, no se cumple la condición:

$$\gamma h_1 \leq \gamma_w h$$

que inicia el levantamiento o revienta el fondo, a menos que  $h$  (fig. 47.1) sea mayor de  $2h_1$ . No obstante, en algunas formaciones de suelos, el agua asciende en los tubos piezométricos a mayor elevación si éstos están situados en los estratos acuíferos profundos que si se hallan colocados en estratos más superficiales, situación que se conoce con el nombre de *condición artesiana*. Cuando existe una condición de esta naturaleza puede producirse el levantamiento o reventar el fondo, aun en el caso en que  $h$  sea considerablemente menor de  $2h_1$ .

Para descubrir si existe una condición artesiana, las perforaciones exploratorias deben llevarse hasta una profundidad igual por lo menos a  $h$ , y de preferencia a  $1.5h$ , por debajo de la cota del fondo de la futura excavación. Toda vez que se toma una muestra debe permitirse que el agua suba en la perforación hasta que su nivel se estabilice y anotar la cota correspondiente.

### Método del vacío

Cuando el tamaño efectivo medio  $D_{10}$  del suelo es menor de unos 0,05 milímetros, los métodos de drenaje a gravedad, descritos en los apartados precedentes, no llegan a producir los resultados deseados debido a que el agua es retenida en los huecos del suelo por la acción de las fuerzas capilares. Sin embargo, los suelos de granos finos pueden estabilizarse, por lo menos gradualmente, si se mantiene un cierto vacío en los pozos filtrantes (fig. 47.3). En efecto antes de aplicar el vacío, tanto la superficie límite superior de la capa de suelo de grano fino como el suelo que rodea el filtro, se hallan sujetos a la presión atmosférica  $p_a = 1 \text{ kg/cm}^2$ . Después de producido el vacío, la presión en el suelo que rodea los filtros es casi igual a cero, mientras que en la superficie límite superior de la capa permanece igual a  $p_a$ . Como consecuencia, el agua sale poco a poco del suelo y entra en los filtros hasta que la presión efectiva en el suelo que rodea la fila de pozos filtrantes ha aumentado en una cantidad igual a la presión atmosférica, fenómeno que produce al mismo tiempo un aumento de la resistencia al corte del suelo en un valor igual a  $p_a \tan \phi$ , donde  $\phi$  es el ángulo de fricción interna del suelo. El fenómeno tiene mucha semejanza con el proceso de endurecimiento de las arcillas por desecación (artículo 21).

El método utilizado para construir los pozos filtrantes es el siguiente: después de haber inyectado el caño en el terreno, se aumenta la presión del agua de inyección hasta formar un agujero de 25 a 30 centímetros de diámetro alrededor del caño. Se echa luego arena en el pozo, sin por eso parar la inyección, hasta que el nivel de la misma alcance aproximadamente un metro debajo de la superficie superior del estrato de granos finos. Se retira entonces la inyección y se llena el resto del agujero con arcilla o limo, de modo que actúe como tapón (fig. 47.3).



**Fig. 47.4.** Excavación a cielo abierto, en Camden, N. J., practicada en limo orgánico blando, después de su consolidación con el método del vacío. (Cortesía de Moretrench Corp.)

Los resultados que pueden obtenerse con este procedimiento se hallan ilustrados por la figura 47.4, la cual muestra una excavación en un limo orgánico que tenía un tamaño efectivo medio menor de 0,01 milímetro y en el que el noventa y cinco por ciento del suelo pasaba por el tamiz 200 (0,07 mm). El fondo de la excavación estaba a unos cinco metros por debajo del nivel original de la napa. Antes de iniciar el bombeo, el limo era tan blando que para mover la grúa en el fondo debía disponerse de una buena cama de tabloncillos, pero, después de bombear durante dos semanas, adquirió suficiente resistencia como para ser excavado sin necesidad de entibación. Las marcas dejadas por las uñas de la excavadora dan una idea precisa del alto grado de cohesión adquirido por el suelo como consecuencia de su drenaje.

Cuando se utiliza el método del vacío, los pozos filtrantes se distancian entre sí en aproximadamente un metro. El equipo de bombeo es el mismo que se utiliza para suelos de permeabilidad media, disponiéndose una bomba de 6 pulgadas cada 150 metros de longitud de batería de pozos filtrantes. Se conectan, además, una o dos bombas de vacío al caño colector. Un motor de 20 hp es suficiente para operar el conjunto de bombas, de las cuales, las de vacío trabajan en forma ininterrumpida, mientras que las bombas de agua solo lo hacen durante periodos cortos pues, como consecuencia de la baja permeabilidad del suelo, es poca el agua de descarga. La eficiencia

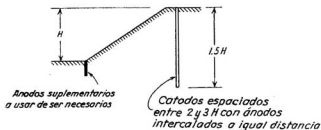
del método depende en gran parte de la calidad de las bombas de vacío y de la pericia y experiencia del instalador.

Una vez drenado el suelo con el método del vacío, las partículas se mantienen unidas por una presión efectiva igual al desequilibrio creado con respecto a la presión atmosférica, aunque los poros del suelo se hallan completamente llenos de agua. Por ello, si la estructura del suelo es muy suelta, como la de una verdadera arena fluida, se concibe que un choque súbito, debido a la hinca de pilotes o a una voladura, por ejemplo, pueda originar la rotura de dicha estructura produciendo su licuación espontánea (artículo 17). A pesar de esta posibilidad, no se tiene conocimiento de que se haya producido hasta ahora un accidente de este tipo.

### ***Drenaje por electroósmosis***

El principio de este método se explica en el artículo 21. En la práctica se ha aplicado con mayor frecuencia para estabilizar taludes excavados en suelos limosos no cohesivos o ligeramente cohesivos situados por debajo del nivel freático normal. El tiempo necesario para drenar tales materiales por el método del vacío puede resultar excesivo, especialmente bajo condiciones de emergencia. Son materiales que con facilidad se tornan rápidamente fluidos bajo la influencia de presiones de filtración dirigidas hacia el interior en la cara del talud y hacia arriba en el fondo de la excavación. Por medio de un arreglo de electrodos, similar al mostrado en la figura 47.5, y la aplicación de un potencial adecuado, se pueden crear presiones de filtración, debido al flujo electroosmótico, que están dirigidas hacia el exterior de las caras de la excavación, en el sentido, de los cátodos. La influencia estabilizante de estas presiones es en muchas instancias espectacular y ocurre tan pronto como la corriente se conecta. Se produce, además, una progresiva disminución en el contenido de humedad del limo y un aumento correspondiente en su resistencia (L. Casagrande, 1949, 1962).

Los ánodos consisten comúnmente en caños de acero, aunque se han usado también barras para hormigón armado y rieles de ferrocarril. La corrosión suele concentrarse en algunos puntos de los ánodos y por lo tanto



**Fig. 47.5. Disposición de electrodos adecuada para estabilizar un talud por electroósmosis.**

éstos se tornan discontinuos, con lo cual la parte inferior de los mismos no resulta más efectiva. Cuando los ánodos están formados por caños se pueden insertar caños de menor diámetro o barras para restituir la continuidad. Los cátodos también pueden estar constituidos simplemente por barras de perforación, a lo largo de las cuales el agua fluye a medida que escapa hacia la superficie, pero es preferible el uso de caños perforados, recubiertos de una malla en toda su longitud para permitir el más fácil y rápido escape del agua. El potencial por aplicar es usualmente del orden de los 100 voltios y la corriente necesaria para estabilizar una excavación, aunque sea relativamente pequeña, suele ser de por lo menos 150 amperes. La potencia realmente requerida depende de la resistividad del suelo y varía considerablemente. Un gradiente de potencial mayor de alrededor de 0,5 voltios/cm puede conducir a una excesiva pérdida de energía en la forma de calor.

El proceso de la electroósmosis produce la consolidación de los suelos compresibles, como las arcillas. Esta consolidación es acompañada de un aumento de la resistencia y, generalmente, de una disminución de la sensibilidad. Además, la arcilla se fisura. El uso de la electroósmosis para mejorar las propiedades de la arcilla no ha sido tan frecuente como para estabilizar taludes en materiales limosos.

### ***Resumen sobre los métodos de drenaje***

Tanto la cantidad de agua que filtra hacia una excavación de dimensiones dadas como los métodos que se adaptan mejor para su drenaje dependen en primera instancia de la permeabilidad media del suelo circundante. En obras pequeñas se puede hacer la previsión, con suficiente exactitud, estimando el coeficiente de permeabilidad en función de los ensayos de rutina ejecutados con las muestras extraídas de perforaciones exploratorias. En obras grandes los ensayos de bombeo pueden resultar apropiados.

Para decidir si será necesario o no prever pozos de sangría, las perforaciones exploratorias deben llevarse hasta una profundidad, por debajo del fondo de la excavación, igual por lo menos a la diferencia de altura entre el nivel original de la napa y el fondo. Toda vez que se toma una muestra con la cuchara debe permitirse que la napa suba en la camisa hasta su nivel normal, dato que se anota en la planilla de la perforación.

Las excavaciones realizadas en suelos de alta permeabilidad ( $k$  mayor de 0,1 centímetro por segundo), o en suelos mixtos muy densos de permeabilidad media ( $k$  entre  $10^{-1}$  y  $10^{-3}$  cm/seg), pueden comúnmente drenarse bombeando desde sumideros en su interior sin correr un riesgo indebido.

En condiciones favorables los suelos uniformes de permeabilidad mediana pueden también ser drenados sin contratiempos bombeando desde sumideros. Empero, este procedimiento encierra la posibilidad de que se formen borbtones en el fondo de la excavación, los que, unidos a una erosión subterránea, pueden originar el hundimiento de la zona que rodea la excavación. Para evitar este riesgo es preferible drenar los suelos de mediana permeabilidad instalando pozos filtrantes. El drenaje del suelo antes de iniciar la excavación requiere que se bombee durante 2 a 6 días.

La máxima profundidad a que puede deprimirse la napa extrayendo agua de una sola batería de pozos filtrantes es de 5,50 metros aproximadamente. Si el fondo de la excavación a ejecutar está a mayor profundidad, se necesita instalar un sistema escalonado, en cuyo caso deben colocarse dos o más caños colectores espaciados en sentido vertical en 4,50 metros o bien, habiendo limitaciones de espacio que impidan una instalación escalonada múltiple, recurrir a un sistema con eyectores. Cuando dicha profundidad excede de unos 15 metros es preferible drenar el suelo utilizando bombas sumergidas profundas instaladas en pozos filtrantes de gran diámetro.

Los suelos uniformes de baja permeabilidad ( $k$  comprendido entre  $10^{-8}$  y  $10^{-6}$  cm/seg) no pueden ser drenados bombeando desde sumideros ni desde pozos filtrantes comunes, de modo que para su estabilización es necesario recurrir al método del vacío. La cantidad de agua que puede extraerse de los mismos es pequeña, pero si se mantiene el bombeo durante un período de varias semanas, el suelo puede llegar a adquirir tal rigidez como para permitir la ejecución, sin riesgo alguno, de excavaciones con un talud de  $60^\circ$  a  $70^\circ$  y una profundidad de hasta 4 ó 5 metros.

Los limos finos y suelos limosos uniformes, con un coeficiente de permeabilidad comprendido entre  $10^{-6}$  y  $10^{-7}$  centímetros por segundo, pueden hallarse en un estado tan blando como para que asciendan en el fondo de una excavación de profundidad moderada. No pueden ser drenados por gravedad ni por el método del vacío, pero suelen estabilizarse con electroósmosis. Como alternativa, las excavaciones en suelos blandos de esta categoría deben ejecutarse por dragado o con aire comprimido.

Los suelos con un coeficiente de permeabilidad menor de  $10^{-7}$  centímetros por segundo son muy cohesivos, salvo pocas excepciones, y no pueden ser drenados con ningún método práctico excepto en casos aislados en que resulta efectiva la electroósmosis. Por otro lado, el drenaje de estos suelos es raramente necesario, pues en general su resistencia al corte es suficientemente grande como para mantener la estabilidad del fondo de una excavación de profundidad moderada. La profundidad a que puede llevarse una excavación en estos suelos, sin peligro de que se levante el fondo, puede aumentarse solamente reduciendo el talud de sus paredes, o, si sus paredes son verticales, incrementando la profundidad de penetración de las tablestacas que forman parte de su soporte lateral (véase artículo 37).

#### Lecturas seleccionadas

- Mansur, C. I. y R. I. Kaufman (1962): "Dewatering", Cap. 3 de "Foundation engineering", G. A. Leonards, edic., McGraw-Hill, Nueva York, págs. 241-350, contiene un excelente estudio sobre sistemas de drenaje para la construcción, que incluye detalles de cálculo y construcción de los mismos.
- Rockaway, N. J. (1954). "The well-point system in principle and practice", de Griffin Wellpoint Corp., Nueva York (1950) y "General instructions for the installation and operation of Moretrench pumps and well-point system" de Moretrench Corp., contienen información práctica útil de carácter general relativa a los "well-points".

La siguiente bibliografía contiene referencias sobre aspectos específicos de sistemas de drenaje:

- Casagrande, L. (1949). "Electro-osmosis in soils", *Geotechnique* 1, N° 3, págs. 159-177.

Casagrande, L. (1962). "Electro-osmosis and related phenomena", Revista Ingeniería, Méjico, Suplemento 2, 32, Abril, págs. 51-62 (contiene figuras y texto en castellano, págs. 1-50: versión inglesa págs. 51-62), publicado también en Harvard Soil Mechanics Series, N° 66.

## ART. 48 ENTIBACIÓN DE EXCAVACIONES A CIELO ABIERTO

### Introducción

Las excavaciones a cielo abierto pueden ser permanentes, como los cortes efectuados para la construcción de caminos o ferrocarriles, o pueden ser solo temporarias, para ser rellenadas una vez que han servido el propósito que determinó su excavación. Las paredes de las excavaciones permanentes se hacen comúnmente inclinadas con un talud de por lo menos  $1 \frac{1}{2}$  a 1 (artículo 49), o si no, se soportan con muros de sostenimiento (artículo 46). Por el contrario, en excavaciones temporarias, las paredes se hacen lo más paradas que las condiciones del suelo permiten sin riesgo de rotura para el talud formado (fig. 47.4), o se hacen directamente verticales y se apuntalan o acodalan una contra otra. La elección depende de los costos relativos y de las restricciones impuestas por las condiciones locales sobre el ancho que puede darse a la excavación.

Este artículo trata del proyecto de la entibación de excavaciones temporarias con paredes verticales. Si el fondo de la excavación está por debajo del nivel de la napa, ésta se deprime durante o antes de excavar. Por ello, el proyecto de la entibación puede hacerse normalmente sin considerar la posición de la napa.

Los datos que son necesarios para proyectar en forma adecuada el sistema de entibación dependen en primera instancia de la profundidad de la excavación. Conviene, por tanto, hacer una distinción entre *excavaciones poco profundas*, de una profundidad menor de unos 5 metros, y *excavaciones profundas*, de una profundidad mayor. El acodalamiento o apuntalamiento de excavaciones poco profundas, tales como las zanjas para instalar conductos maestros de agua corriente o de cloacas, se ejecuta según sistemas más o menos normalizados. Los sistemas usuales pueden utilizarse sin peligro para condiciones muy diferentes del subsuelo y, como los refinamientos en el proyecto de tales sistemas de acodalamiento resultarían antieconómicos, solo se necesita efectuar un reconocimiento general del suelo antes de la construcción, no requiriéndose por otro lado cálculo alguno con respecto al empuje.

Si, por el contrario, se trata del proyecto del acodalamiento de una excavación profunda, como las que se requieren en la construcción de subterráneos, deben considerarse tanto las dimensiones de la excavación como las características del subsuelo, ya que la economía resultante puede ser mucho mayor que el costo que demanda obtener los datos para el proyecto. La obtención de estos datos exige en general la extracción de muestras en tubos de pared delgada, o efectuar ensayos especiales de penetración, además de las perforaciones exploratorias normales.

En el pasado, el cálculo del acodalamiento se hacía comúnmente suponiendo que el empuje de la tierra aumentaba como la presión hidrostática, en forma lineal con la profundidad. Tanto la teoría (artículo 37), como la experiencia han demostrado que esta hipótesis raramente se justifica. Por ello, en la segunda parte de este artículo, al estudiarse las excavaciones profundas, se incluyen los métodos para calcular los acodalamientos teniendo en cuenta la distribución real de presiones.

### Entibación de excavaciones poco profundas

En suelo cohesivo, teóricamente, se pueden hacer excavaciones de una profundidad igual o menor de  $H_c$  (fórmula 28.9) sin acodalamiento alguno. Los valores de  $H_c$  para las arcillas de distinta consistencia son aproximadamente iguales a:

	Muy blanda	Blanda	Mediana
$H_c$ (metros)	< 1,50	1,50-3,00	3,00-5,50

Las arcillas compactas y muy compactas suelen estar fisuradas y, como consecuencia, los valores de  $H_c$  varían mucho, alcanzando a veces mínimos de 3 metros. Para una arena cohesiva  $H_c$  depende del grado de cohesión; comúnmente está comprendido entre 3,00 y 5,00 metros, pero puede alcanzar valores mucho mayores.

En realidad, si se hace una excavación en suelo cohesivo sin acodalar sus paredes verticales, suelen aparecer, pocas horas o días después de terminadas, grietas de tracción en la superficie del terreno contiguo a la misma. La presencia de dichas grietas reduce en forma considerable la altura crítica (véase artículo 35) y, tarde o temprano, las paredes se desmoronan. Para evitar tales accidentes, en excavaciones angostas, se acodala la parte superior en la forma en que lo indica la figura 48.1a. Los miembros horizontales que van de pared a pared se denominan *codales*, o también *puntales*, y suelen estar formados por tirantes de madera o bien por puntales especiales extensibles de acero. Los codales, que se colocan usualmente cada 2,50 metros,

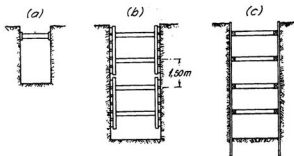


Fig. 48.1. Diagramas que ilustran diferentes métodos para acodalar excavaciones a cielo abierto poco profundas. (a) Fila única de codales; (b) entablonado horizontal; (c) entablonado vertical.

soportan maderos horizontales que normalmente consisten en tablonces de 3 pulgadas que son afirmados contra las paredes de la excavación colocando cuñas entre los mismos y los codales, o bien extendiendo los puntales especiales por medio de sus tornillos. Exceptuando el caso en que la excavación está situada en arcilla compacta expansible, los codales soportan una carga muy pequeña.

Cuando la profundidad de una excavación angosta excede de  $\frac{1}{2} H_c$ , es usual colocar codales a medida que se excava. Los codales se afirman en vigas verticales, conocidas como *estemples* o *ademes*, o simplemente *parantes*, que descansan sobre tablonces llamados *soleras* (véase figura 48.1b). Comúnmente no es necesario colocar los tablonces unos contra otros, de modo que cuando se deja espacio entre ellos, forman *soleras abiertas*. Un procedimiento alternativo consiste en acuñar los puntales contra vigas horizontales llamadas *carreras*, que soportan un entablonado vertical. A fin de que haya espacio para trabajar, la parte inferior de las paredes en una altura igual a  $\frac{1}{2} H_c$  puede dejarse libre sin apuntalar, siempre y cuando el suelo no tenga tendencia a desmenuzarse y desmoronarse. Cuando existe esta tendencia, se extiende solo el entablonado hasta el fondo de la excavación, no así los codales, que no son necesarios.

En arena o en grava perfectamente no cohesiva solo se puede utilizar el sistema de entibación con entablonado vertical. Generalmente se hinca una fila de tablonces a cada lado de la excavación y las carreras y codales se van colocando a medida que se excava. Con frecuencia los tablonces se hincan poco a poco a medida que se excava, manteniendo siempre su extremo inferior por debajo del fondo. En este caso el entablonado recibe el nombre de *tablestacado* (figura 48.1c).

Tratándose de excavaciones poco profundas, se utilizan en general para entibarlas dispositivos tipo, cualquiera sea la clase de suelo en que las mismas se realizan. Los codales se disponen con una separación de unos 2,50 metros en sentido horizontal y de 1,00 a 2,00 metros en sentido vertical. En excavaciones angostas, consisten generalmente en tirantes de madera de 6 por 4 pulgadas, dimensiones que se aumentan a 8 por 8 pulgadas cuando el ancho de la excavación alcanza 3,50 metros. Para excavaciones de un ancho menor de 1,50 metros, se dispone en algunos países de puntales metálicos tipo. Para las soleras o el entablonado vertical se utilizan tablonces de un ancho de 6 a 10 pulgadas. Los entablonados contruidos de acuerdo con estas dimensiones pueden utilizarse sin peligro en excavaciones en arena no cohesiva hasta una profundidad de unos 9 a 10 metros, y en arcilla blanda hasta una profundidad de unos 2 metros en exceso de  $\frac{1}{2} H_c$ .

### Entibación de excavaciones profundas

*Consideraciones generales sobre el proyecto de entibaciones.* Los métodos más comúnmente utilizados para sostener las paredes de excavaciones profundas se hallan indicados en forma esquemática en la figura 48.2. Los

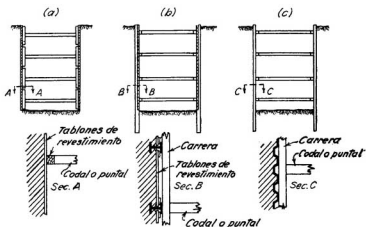


Fig. 48.2. Diagramas que ilustran diferentes métodos para acodalar excavaciones a cielo abierto profundas. (a) Con entablado horizontal; (b) con pilotes I; (c) con tablestacas.

codales de estas entibaciones se insertan a medida que se excava, de modo que, como se mostró en el artículo 37, se produce un desplazamiento hacia la excavación de las paredes de la misma. En la superficie este movimiento está limitado a un valor muy pequeño, pues la fila superior de codales se coloca antes de que el estado de tensión en el suelo haya sido alterado en forma apreciable por efecto de la excavación.

El desplazamiento que precede a la inserción de los otros codales aumenta con la profundidad, de modo que la forma del desplazamiento de la pared es del tipo que, de acuerdo con el artículo 27, trae aparejada una distribución de presiones aproximadamente parabólica, con la presión máxima situada cerca de la mitad de la altura. Se recuerda que, por el contrario, en un muro de sostenimiento, sobre el que actúa el empuje de un relleno de superficie horizontal, las presiones aumentan en forma hidrostática, en función lineal con la profundidad.

Otra de las diferencias fundamentales entre un muro de sostenimiento y una entibación deriva de la forma en que estos dos tipos de estructuras fallan o rompen. Un muro de sostenimiento constituye, en su conjunto, una unidad estructural, y falla o rompe como un conjunto. Las irregularidades locales en la magnitud del empuje unitario no son de mayor importancia, pues sus consecuencias son pequeñas. Por el contrario, cualquier codal de una entibación puede romper en forma individual y, como la rotura de un codal origina un aumento de la carga que actúa sobre los codales adyacentes, un accidente de este tipo puede dar origen a la rotura progresiva de todo el sistema de entibación.

Finalmente, debe recordarse que la resistencia al corte del suelo adyacente a un paramento vertical no actúa en su totalidad sino después que el

paramento ha cedido y se ha desplazado en una cierta distancia (véase artículo 27). No resulta posible determinar por medio de ensayos de laboratorio, o por ningún otro método indirecto, si el proceso de excavar y entibar una excavación traerá o no aparejado un desplazamiento suficiente como para reducir la presión lateral del terreno al valor del empuje activo. Además, para un empuje total dado, las cargas que debe soportar cada codal pueden resultar muy distintas debido a que ellas dependen de factores accidentales, como las variaciones locales en las características del suelo, el orden y la rapidez con que se ejecuta la excavación, el tiempo que pasa, para un punto dado, entre el momento en que se excava y aquel en que se coloca el correspondiente codal, más la magnitud y uniformidad de la eventual precompresión a que son sometidos los diferentes codales. En vista de estas circunstancias, no se puede dar fe a ningún procedimiento para el cálculo de entibaciones, a menos que se haya demostrado su eficacia por mediciones efectuadas en excavaciones de tamaño natural.

Hasta ahora se han hecho mediciones completas en este tipo de excavaciones profundas solamente en las arenas de Berlín, Munich y Nueva York, en las arcillas glaciares sensitivas, blandas a medias, de Chicago y en las arcillas marinas sensitivas blandas a medias de Oslo. Existen además unos pocos conjuntos adicionales de observaciones realizadas en una variedad de suelos (Flaate, 1966).

La mayoría de las observaciones consisten en medidas de las cargas que soportan los puntales en una sección vertical dada o en varias secciones transversales de una excavación. En algunos casos, las determinaciones de las cargas en los puntales se suplementan con mediciones de deflexiones y asentamientos. Como raramente se han hecho mediciones directas fehacien-

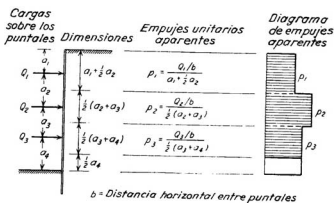


Fig. 48.3. Método para determinar el diagrama aparente de empuje partiendo de la medida de las cargas  $Q$  que actúan sobre los codales de una excavación a cielo abierto.

tes del empuje contra el revestimiento, la magnitud y la distribución de las presiones que la tierra ejerce contra el mismo deben ser inferidas de las cargas sobre los puntales. Para ello, el procedimiento más simple consiste en suponer que la carga en cada puntal es igual al total del empuje que actúa sobre el revestimiento en un área rectangular que se extiende, horizontalmente, a cada lado del mismo hasta la mitad de la distancia de la próxima hilera vertical de puntales y, verticalmente, hasta mitad distancia respecto al conjunto horizontal de puntales situados encima y abajo. En esta aproximación grosera pero razonable se supone que el empuje está uniformemente distribuido sobre el área rectangular así determinada. El área rectangular tributaria del puntal superior se extiende hasta la superficie del terreno. Para los propósitos del cálculo, se supone que el fondo de la excavación constituye un puntal. Si no se ha medido el esfuerzo de corte en el fondo del revestimiento de la excavación, el empuje unitario se supone que tiene el mismo valor que se deriva para el puntal inferior. La fig. 48.3 ilustra el procedimiento.

Debido a la continuidad del revestimiento y a las hipótesis realizadas con respecto a la distribución de presiones cerca del fondo de la excavación, la distribución real del empuje contra el revestimiento puede diferir apreciablemente de la calculada con el procedimiento descrito. Más aún, en materiales no cohesivos, el empuje en la superficie debe ser cero. Por estas razones, el empuje calculado de este modo se denomina el *empuje aparente*. Conocido el empuje aparente, la carga sobre los puntales se puede calcular siguiendo el procedimiento inverso.

*Excavaciones profundas en arena.* Durante la construcción del subterráneo de Berlín, se midió la carga transmitida a los codales por una excavación de 12,00 m efectuada en arena fina densa y uniforme. Antes y durante la excavación, la napa fue deprimida hasta una cota muy inferior a la del fondo por bombeo desde pozos profundos (artículo 47), de modo que durante la construcción el corte estuvo en seco. La entibación se detalló en la forma en que lo indica la figura 48.2b, con codales dispuestos en planos verticales distanciados uniformemente a todo lo largo de la excavación. La carga que soportaban los codales se midió en seis de estos planos verticales (Spilker, 1937), mostrando la figura 48.4a la distribución de presiones obtenidas en cuatro de estos conjuntos de codales. Las curvas derivadas de los otros conjuntos se hallan situadas dentro del área ocupada por las curvas indicadas en la figura.

La arena del lugar donde se realizaron estas excavaciones era bastante uniforme, pero a pesar de esta circunstancia, la forma de las curvas que representan la distribución de presiones varió en forma considerable con respecto al término medio estadístico. Dichas variaciones fueron causadas probablemente, en cierta medida, por diferencias locales en las propiedades del suelo y, en mayor proporción, por diferencias en los detalles del procedimiento de construcción en los distintos puntos. No obstante, la distancia  $n_s H$  al centro de presión desde el fondo de la excavación varió entre los angostos límites de 0,46  $H$  y 0,50  $H$ . Resultados similares se obtuvieron de mediciones realizadas sobre 7 conjuntos de puntales en una excavación para

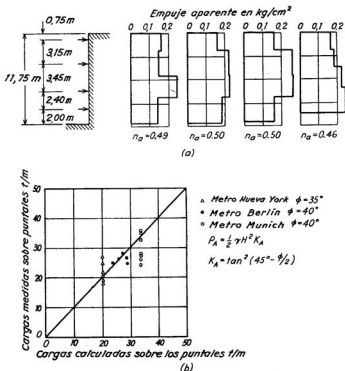


Fig. 48.4. (a) Diagramas de empujes aparentes para cuatro conjuntos de puntales de una excavación a cielo abierto del subterráneo de Berlín; (b) comparación entre cargas totales medidas y calculadas en conjuntos verticales de codales de varias excavaciones a cielo abierto en arena.

el subterráneo de Munich (Klenner, 1941), en cuyo caso  $n_a$  varió entre 0,41 y 0,55, y para seis conjuntos de puntales en una excavación para el subterráneo de Nueva York (White and Prentis, 1940), en cuyo caso  $n_a$  varió entre 0,46 y 0,54. Resulta evidente que el valor de  $n_a$ , en todas las excavaciones realizadas en arena, se ubica alrededor de 0,5, indicando una variación aproximadamente parabólica del empuje y no cerca de 0,33, como correspondería a una distribución lineal de presiones que aumentan con la profundidad.

De acuerdo con el artículo 37, el empuje total, para las condiciones de deformación asociadas con la apertura y apuntalamiento de una excavación a cielo abierto en arena, debiera corresponder al calculado suponiendo que la superficie de deslizamiento es una espiral logarítmica. Para un corte de una profundidad dada  $H$  en un material con peso unitario  $\gamma$ , la componente horizontal del empuje total depende de los valores  $n_a$ ,  $\phi$ , y del

ángulo de fricción  $\delta$  que forma la horizontal con la dirección del empuje que actúa sobre el revestimiento. En función del material con que está construido el revestimiento y de las posibilidades de que el mismo se asiente,  $\delta$  puede variar entre 0 y  $\phi$ . Los valores del coeficiente de empuje activo,

$$K_A = \frac{P_a}{\frac{1}{2}\gamma H^2} \quad (48.1)$$

calculados por el método de la espiral logarítmica para  $\delta = \phi/2$  y para valores de  $n_a$  comprendidos entre 0,4 y 0,6, se proporcionan en la tabla 48.1, donde también se incluyen los valores de  $K_A = \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \phi/2)$  que corresponden a la teoría de Rankine, ecuación 28.1.

La tabla 48.1 indica que para un valor dado de  $\phi$  y un rango de  $n_a$  comprendido entre 0,4 y 0,6, el valor de Rankine no difiere de los obtenidos con el método de la espiral logarítmica en más de un 15 %. Más aún, para  $n_a = 0,5$ , la diferencia no supera el 4 %. Por otro lado, una variación del ángulo de fricción interna  $\phi$  de solo  $5^\circ$  produce un cambio en  $K_A$  que alcanza casi al 50 %. Teniendo en cuenta que los valores  $\phi$  de las arenas existentes en los lugares donde se ejecutaron las excavaciones a cielo abierto

**Tabla 48.1**

**Valores del coeficiente del empuje activo  $K_A$  en excavaciones a cielo abierto en arena ( $\delta = \phi/2$ ).**

$n_a$	$\phi = 30^\circ$	$\phi = 35^\circ$	$\phi = 40^\circ$
0,4	0,311	0,238	0,202
0,5	0,340	0,257	0,217
0,6	0,391	0,282	0,235
Rankine	0,332	0,270	0,220

en Berlín, Munich y Nueva York no fueron determinados por ensayos y solo pueden estimarse en función de una descripción de los materiales, resulta aparente que las mediciones de las cargas sobre los puntales no pueden usarse como una base para establecer la superioridad del método de la espiral logarítmica sobre la solución más simple de Rankine. No obstante, puede hacerse una evaluación general de la aplicabilidad de estos procedimientos al cálculo del empuje total contra las paredes de una excavación, comparando la suma de las cargas obtenidas para cada conjunto de puntales verticales durante las mediciones con el empuje total calculado en base a la ecuación 28.1 adoptando valores razonables para  $\phi$ . La figura 48.4b muestra una comparación de este tipo, en la cual las cargas medidas sobre los puntales incluyen un porcentaje de empuje transmitido al suelo por debajo del fondo de la excavación, como lo muestra la figura 48.3. Las cargas calculadas sobre los puntales se basan en valores de  $\phi = 40^\circ$  para las arenas relativamente densas en las excavaciones de Berlín y Munich, y

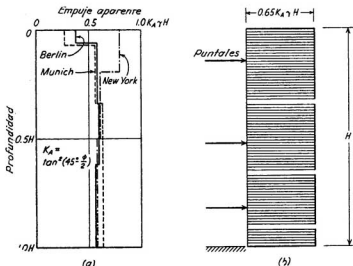


Fig. 48.5. (a) Diagramas envolventes del empuje aparente en mediciones realizadas sobre codales de excavaciones a cielo abierto en arena; (b) diagrama de empuje aparente propuesto para el cálculo de los puntales de las excavaciones a cielo abierto en arena.

$\phi = 35^\circ$  para las arenas más sueltas de Nueva York. La excelente concordancia encontrada indica que el uso de la ecuación 28.1 para calcular el empuje total que actúa sobre cortes similares en arenas se encuentra plenamente justificada.

Por otro lado, la distribución del empuje aparente en una sección vertical dada puede ser semejante a cualquiera de los diagramas de la figura 48.4a. Cambia de lugar en lugar. Como cada puntal debe ser calculado para la máxima carga a la cual puede llegar a estar sujeto, el proyecto de los puntales debe basarse en la envolvente de todos los diagramas aparentes de empuje, determinados en base a las cargas medidas sobre los puntales. En la figura 48.5a está dibujado el empuje aparente máximo para cada una de las tres obras. El empuje se calculó convirtiendo en empuje aparente la carga individual máxima que solicitaba a un puntal para un nivel dado. Este empuje aparente se ha expresado en términos de la cantidad  $K_A \gamma H$ , en la cual  $K_A$  es el coeficiente de Rankine:  $\text{tg}^2 (45^\circ - \phi/2)$ . La envolvente más simple, que ajusta mejor, corresponde a una presión uniforme, igual a  $0.65 K_A \gamma H$ , para toda la profundidad del corte.

Por lo tanto, para cortes similares en arena densa, los puntales deben calcularse tomando en consideración cargas determinadas por medio del diagrama aparente de empuje (fig. 48.5b). Este procedimiento cubre la máxima carga que puede ocurrir sobre un puntal. El valor más probable para la carga de cualquier puntal individual es más o menos el 25 % inferior que el máximo.

El diagrama de presiones aparentes para el cálculo se ha establecido sobre la base de observaciones realizadas sobre un número de excavaciones más bien limitado, que variaron en profundidad entre aproximadamente 8,50 y 12 m. Por tanto debe usarse con precaución para cortes con profundidades sustancialmente mayores. Más aún, se hace notar especialmente que el diagrama de empuje aparente aquí propuesto para proyectar los puntales no tiene ninguna semejanza con la distribución real de empujes contra el revestimiento que soporta el corte. Es meramente un artificio para calcular valores de las cargas que deben soportar los puntales y que no van a ser excedidas en ningún puntal real de una excavación a cielo abierto similar.

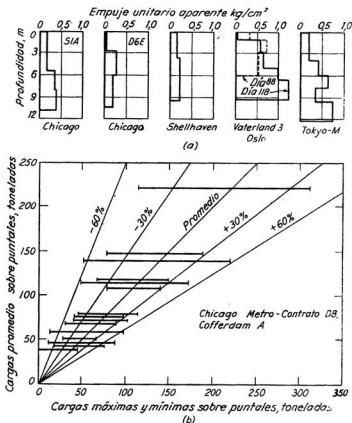


Fig. 48.6. (a) Diagramas representativos del empuje aparente, obtenidos midiendo las cargas sobre conjuntos de puntales en varias localidades con depósitos de arcilla blanda a media; (b) variación de la carga sobre los puntales en una excavación a cielo abierto en Chicago; cada segmento horizontal representa el promedio, el mínimo y el máximo de la carga medida sobre 8 codales a la misma altura e idéntico avance de la excavación.

En general, los momentos flectores en las tablestacas o los pilotes, en las carreras y el revestimiento, serán sustancialmente menores que los calculados en base al diagrama de empuje aparente propuesto para determinar las cargas sobre los puntales.

En los casos en que la filtración se elimina por bombeo desde el interior de la excavación, debe tomarse un amplio margen de seguridad para tener en cuenta las presiones de filtración en la parte inferior de la entibación. El drenaje a través del espacio dejado entre las tablas que sirven de soleras no es suficiente para eliminar las presiones de filtración, pues su efecto es similar al que ejerce la capa vertical de drenaje, colocada detrás de los muros de sostenimiento, que se indica en la figura 46.5a.

*Excavaciones profundas en arcillas saturadas blandas a medias.* En contraste con las relativamente pocas mediciones de las cargas que actúan sobre puntales instalados en excavaciones en arena, se han efectuado numerosas observaciones en cortes practicados en arcillas blandas a medias. Aunque la mayor parte de la información disponible fue obtenida en Chicago y Oslo, existen varios conjuntos de observaciones practicadas en Inglaterra y en Japón. En todos los lugares se determinó la resistencia al corte no drenado de las arcillas.

Los diagramas de empujes aparentes exhiben una variedad de formas, de las cuales las de la figura 48.6a son representativas. El valor medio  $n$ , para 42 conjuntos de puntales, que representan todos los lugares donde se hicieron mediciones, es de 0,39. Oscila entre 0,30 y 0,50, aunque en un corte se observó un valor excepcionalmente alto igual a 0,59. Las mediciones no dejan ninguna duda de que incidentes menores e inevitables en el procedimiento de construcción, como diferencias en el intervalo de tiempo entre la excavación de la arcilla y la colocación del puntal, son de importancia fundamental en la determinación de la carga que va a soportar el puntal. Este hecho se ilustra en la figura 48.6b, en la cual cada horizontal representa la carga media en los 8 puntales existentes a un mismo nivel y en un mismo estado de profundización en una excavación a cielo abierto en Chicago, a la vez que indica los valores máximos y mínimos de las cargas sobre los puntales en cada nivel y estado. El corte contenía cinco niveles de puntales. La excavación se practicó en forma sistemática de un nivel al siguiente y, después de alcanzar cada nivel de profundización, se instalaron cuidadosamente los 8 puntales, los que fueron precomprimidos con 10 t cada uno. No obstante, a pesar de que el procedimiento de construcción fue inusualmente uniforme, las cargas sobre los puntales individuales en cada nivel variaron hasta  $\pm$  el 60 % del término medio. Variaciones similares son también características para todos los cortes en los cuales se hicieron suficientes determinaciones de las cargas sobre los puntales como para obtener datos estadísticamente significativos.

La suma de las cargas que soportan los conjuntos de puntales verticales de un corte dado, siempre que estén igualmente espaciados en sentido horizontal, varía mucho menos que las cargas que actúan sobre los puntales individuales. No obstante, aun la variación en el valor de la suma de las cargas es considerable. Este hecho viene ilustrado por la fig. 48.7, en la

cual los segmentos horizontales indican el rango en carga total y el término medio en conjuntos idénticos de puntales de un grupo de excavaciones a cielo abierto realizadas en Chicago. Se proporcionan los datos correspondientes a 5 cortes que contenían entre 5 y 17 conjuntos de puntales. Para algunos de los cortes la variación con respecto al término medio llega a  $\pm 30\%$ . No hay indicaciones de que esta variación pueda ser menor en otras localidades donde se han realizado mediciones.

Estos descubrimientos son de la máxima importancia práctica, pues demuestran que, si las mediciones se hubiesen limitado solamente a uno o dos conjuntos de puntales en un corte dado, se hubiese podido llegar a conclusiones erróneas respecto de la validez de las teorías del empuje contra las entibaciones. Más aún, todo cálculo teórico para estimar las cargas que deben soportar individualmente los puntales de un corte debe tomar en cuenta la dispersión inevitable, tanto en carga total por conjunto de puntales como en los puntales de distintos conjuntos situados a un mismo nivel.

De acuerdo con el artículo 37, el empuje resultante  $P_a$  que actúa sobre el apuntalamiento de un corte en arcilla saturada bajo la condición  $\phi = 0^\circ$  se puede calcular en la hipótesis de que la superficie de deslizamiento es un arco de círculo. Más aún, el valor de  $P_a$  no solo depende de la relación

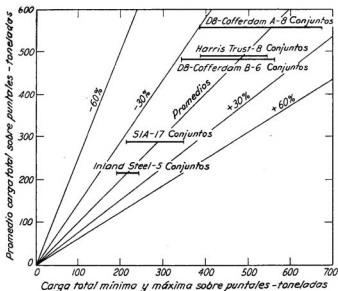


Fig. 48.7. Variación de la carga en conjuntos verticales idénticos de codales en varias excavaciones a cielo abierto practicadas en arcilla blanda a media en Chicago. Cada segmento horizontal representa el término medio, el mínimo y el máximo de la suma de las cargas en el conjunto de puntales en una excavación dada después que la misma ha sido completada.

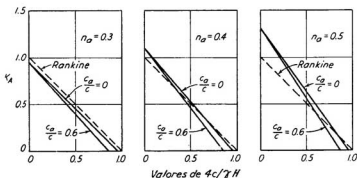


Fig. 48.8. Valores del coeficiente de empuje  $K_A = P_a / \frac{1}{2} \gamma H^2$  para suelos arcillosos, calculados en la hipótesis de que la superficie de deslizamiento es circular (líneas llenas) y por medio de la teoría de Rankine (líneas punteadas).

$n_a$  que define el centro de presión sino también de la razón  $c_a/c$ , en la cual  $c_a$  es la adherencia que se desarrolla entre el revestimiento y la arcilla. La teoría indica, sin embargo, que la influencia de  $c_a/c$  es pequeña en comparación con la de  $n_a$  y despreciable frente a la que ejerce el valor de la resistencia al corte  $c$ . Esto se puede ver en la figura 48.8 en la cual el empuje, expresado en términos de  $K_A = P_a / \frac{1}{2} \gamma H^2$ , se ha calculado en la hipótesis de que la superficie de deslizamiento es circular para varios valores de  $c_a/c$  y  $n_a$ . La figura también demuestra que para valores de  $n_a$  no mayores de aproximadamente 0,5, el factor  $K_A$  puede estimarse con razonable exactitud con la expresión de Rankine:

$$K_A = 1 - \frac{4c}{\gamma H} \quad (48.2)$$

representado en dicha figura con líneas punteadas. Para el valor  $n_a = 0,4$ , tomado como promedio ponderado de todos los cortes observados, la aproximación es excelente. Por ello, para propósitos prácticos, resulta apropiado comparar el empuje total contra varios cortes, medido como suma de las cargas que actúan sobre conjuntos verticales de puntales, con el que se obtiene por cálculo con la ecuación 48.2.

La figura 48.9 muestra una comparación como la descripta. Resulta evidente que todos los empujes calculados coinciden con los medidos dentro de una variación del orden del  $\pm 30\%$ . Se exceptúan las observaciones realizadas en ciertos cortes efectuados en Oslo, para los cuales los empujes calculados resultan mucho menores que los reales. Por su importancia, el hecho requiere una explicación. Se cree que las razones que conducen a esta discrepancia están ligadas a las condiciones de estabilidad que se producen en el fondo del corte.

A medida que aumenta la profundidad de una excavación a cielo abierto, el peso de los bloques de suelo situados a ambos costados de la misma

actúan como una sobrecarga que acciona al nivel del fondo del corte vertical y tiende a desplazar lateralmente hacia la excavación la arcilla situada debajo de ese nivel para provocar una rotura del fondo o base de la excavación por levantamiento (artículo 37). Si la resistencia media de la arcilla situada debajo del fondo de la excavación es igual a  $c$ , la base puede fallar cuando la profundidad del corte alcanza un valor crítico determinado por la relación:

$$\gamma H = N_e c \quad (48.3)$$

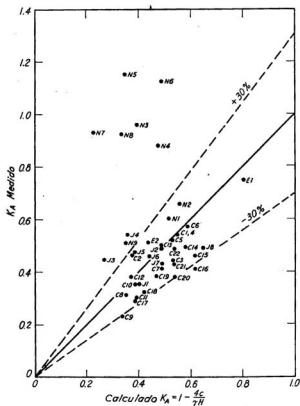
donde  $N_e$  es el factor de estabilidad. De acuerdo con la ecuación 37.4,  $N_e$  tiene un valor del orden de 6 a 7. Como índice de la medida en que una excavación se aproxima al punto de una rotura total por la base, se puede usar el número no dimensional  $N$ , obtenido de la expresión:

$$N = \frac{\gamma H}{c} \quad (48.4)$$

Se ha encontrado (artículo 58) que el movimiento del revestimiento y los asentamientos de la superficie del terreno adyacente a una excavación a cielo abierto en arcilla se tornan significantes para valores de  $N$  del orden de 3 a 4. Aproximadamente para este valor, se comienzan a formar en la arcilla zonas plásticas cerca de los bordes inferiores de la excavación y, a medida que  $N$  aumenta, dichas zonas se agrandan. Bajo estas condiciones, la hipótesis simple de que la superficie de deslizamiento se extiende como arco de círculo desde la superficie del terreno al borde inferior del corte se torna cada vez más errónea, ya que la cuña que se forma detrás del corte empalma con la zona plástica del fondo para formar una mayor, unida a una superficie de deslizamiento que se extiende mucho más lejos en el borde superior de la excavación y mucho más profundo dentro del subsuelo, de modo que el empuje aumenta.

En la mayoría de los cortes que han sido sometidos a observaciones, la profundidad a la cual se podía extender la zona plástica estaba limitada por la presencia de la roca madre o bien por materiales que aumentaban de resistencia con la profundidad en correspondencia o cerca del fondo de la excavación. En tales casos, la concordancia entre los valores medidos y calculados del empuje (fig. 48.9) fue satisfactoria. Por el contrario, en tres cortes realizados en Oslo y representados en la figura 48.9 por los puntos N3 a N8 inclusive, una masa extensa de arcilla blanda se extendía por debajo del corte y los valores de  $N$  alcanzaron, para la profundidad definitiva, entre 6,3 y 8,5. Por tanto, las zonas plásticas pudieron desarrollarse sin restricción debajo del fondo de la excavación y la superficie de deslizamiento no tuvo parecido con la que corresponde a la teoría en la cual se basa la figura 48.8. Por ello, los empujes excedieron en mucho a los previstos en base a la ecuación 48.2.

Todavía no se ha desarrollado una teoría consistente o satisfactoria para calcular el empuje contra el revestimiento de un corte bajo las condiciones



## Japón:

- J1 Tokyo T-Blag (Endo 1963)  
 J2 Tokyo Metro (Ishihara and Yuasa 1963)  
 J3-7 Tokyo M-Blag (Endo 1963)  
 J8 Osaka H-Blag (Endo 1963)

## Chicago:

- C1-4, Metro SIA (Peck 1943)  
 C5,6 Metro S3 "  
 C7 Metro S4B "  
 C8 Metro S8A "  
 C9 Metro S9C "  
 C10,11 Metro DSE "  
 C12-16 Metro DB (Wu and Berman 1953)  
 C17,18 Inland Steel Blag (Lacroix 1956)  
 C19-22 Harris Trust (White 1958)

## Oslo:

- N1, 2 Grønland 2 (NGI 1965)  
 N3,4 Vaterland 1 (NGI 1962)  
 N5,6 Vaterland 2 (NGI 1962)  
 N7,8 Vaterland 3 (NGI 1962)  
 N9 Enerhaugen (NGI 1962)

## England:

- E1 Poole Power Sta. (Mogaw 1951)  
 E2 Shellhaven (Skempton and Ward 1952)

Fig. 48.9. Comparación entre los empujes medidos en excavaciones a cielo abierto practicadas en arcillas blandas a medias y los empujes calculados con la teoría de Rankine (según Fluatté, 1966).

descriptas en el párrafo precedente. Como una aproximación grosera, la ecuación 48.2 puede modificarse empíricamente incorporando un factor de reducción  $m$  que se aplica a la resistencia al corte  $c$ . Se obtiene así:

$$K_A = 1 - m \frac{4c}{\gamma H} \quad (48.5)$$

Para aquellos cortes de la ciudad de Oslo en que debajo de su fondo la zona plástica pudo formarse libremente, y para los cuales  $N$  fue mayor de aproximadamente 4, se encontró que el valor de  $m$  era igual a 0,4. Solo se pueden determinar valores de  $m$  para otras arcillas efectuando mediciones de las cargas que actúan sobre los puntales o de los empujes laterales que desarrollan esos depósitos.

Todo parece indicar que el valor de  $m$  depende de las características tensión-deformación de la arcilla. En varios de los cortes realizados en Chicago, al llegar a profundidades intermedias, el valor de  $N$  excedió de 4. No obstante y aun cuando la arcilla resistente situada debajo del fondo de la excavación estaba suficientemente profunda como para permitir el desarrollo integral de las zonas plásticas, de modo que se satisficieran las condiciones necesarias para que aumentase la presión contra el revestimiento, éste no se produjo. En efecto, las cargas medidas sobre los puntales se correspondieron con las proporcionadas por la ecuación 48.2 o bien con las de la ecuación 48.5 para  $m = 1$ . La diferencia más destacable entre las arcillas de Oslo y de Chicago deriva de la extensión de la precarga o preconsolidación. Si se exceptúa una costra superior, las arcillas de Oslo parecen estar normalmente consolidadas de verdad, mientras que aun las arcillas blandas de Chicago tienen una pequeña preconsolidación que fue provocada por el peso del hielo de la época glacial. Aun cuando la precarga de las arcillas de Chicago no cambió significativamente su resistencia, fue suficiente para aumentar el módulo tangente inicial (artículo 15) a un valor apreciablemente mayor de aquel que le corresponde a una arcilla normalmente consolidada. Por ello, las deformaciones que acompañan la reducción de presión que produce una excavación y el correspondiente desarrollo de las zonas plásticas pueden haber sido menores que en las arcillas de Oslo. Teniendo en cuenta que las arcillas en verdad normalmente consolidadas son más bien raras, es muy probable que usualmente el valor de  $m$  se aproxime a 1,0.

Por las razones expuestas, pareciera que la ecuación 48.2 provee una estimación fehaciente de la presión total contra el revestimiento de excavaciones a cielo abierto en arcillas blandas a medias, a menos que  $N$  exceda un valor de alrededor de 4 y que, además, la arcilla que forma las paredes y el fondo de la excavación, hasta una profundidad considerable por debajo del corte, tenga un módulo tangente inusualmente bajo, como el de arcillas normalmente consolidadas de verdad.

Como en el caso de los cortes en arena, la distribución del empuje aparente varía de corte a corte y de sección en sección en un mismo corte. Como cada puntal debe dimensionarse para la máxima carga a que puede llegar a estar sometido, su proyecto debe basarse en la envolvente de todos

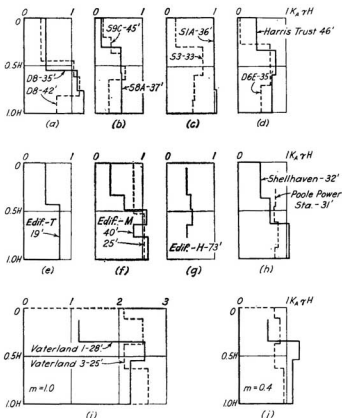


Fig. 48.10. Diagramas de máximo empuje aparente para excavaciones a cielo abierto representativas practicadas en arcillas blandas a medias. (a a d) Cortes en Chicago; (e y f) cortes en Tokio; (g) cortes en Osaka; (h) cortes en Inglaterra; (i) cortes en Oslo por encima de un profundo depósito de arcilla normalmente consolidada en el supuesto de tomar un factor de reducción  $m = 1$ ; (j) datos de los mismos cortes en Oslo en el supuesto de que  $m = 0,4$ .

los diagramas aparentes de empuje determinados midiendo las cargas sobre los puntales. En la figura 48.10 se han dibujado los diagramas de empujes máximos aparentes representativos de cortes realizados en varias localidades. El empuje aparente se expresa siempre en función de la cantidad  $K_A\gamma H$ , en la que  $K_A$  se determina con la ecuación 48.5. En los diagramas (a) a (h) el factor de reducción  $m$  se ha tomado igual a uno y se observa que el valor máximo raramente excede de  $1,0 K_A\gamma H$ . No obstante, como ya

se ha dicho al considerar la figura 48.9, para aquellos cortes de Oslo con valores de  $N$  mayores de 4 que por debajo de su fondo hasta considerable profundidad apoyan en arcilla con un muy bajo módulo tangente inicial, es necesario tomar en consideración empujes mucho mayores, como los representados en los diagramas (i). Si para estos cortes se toma un valor de  $m = 0,4$ , se obtienen los diagramas (j), los que son similares en todos los aspectos a los de los otros cortes.

El diagrama de empuje aparente de la figura 48.11a se considera como una base razonablemente conservadora para estimar las cargas a utilizar en el proyecto de los puntales de los revestimientos de cortes practicados en arcilla saturada blanda a media. En algunos casos los diagramas de empuje máximo aparente (figura 48.10) muestran presiones algo mayores a lo largo de distancias verticales limitadas, pero la influencia del exceso sobre las cargas de los puntales es pequeña y se sitúa bien dentro de la revancha que proporciona el coeficiente de seguridad con que los mismos deben proyectarse. El método de cálculo de las cargas a utilizar en el proyecto de los puntales es el mismo descrito previamente para las arenas. El factor de reducción  $m$  se toma igual a 1,0, a menos que el factor de estabilidad  $N$  exceda de 4 y el corte apoye sobre un profundo depósito de arcilla con un módulo tangente inicial muy bajo.

Algunos de los cortes de Oslo y Chicago estuvieron expuestos por extensos períodos a la acción de un tiempo con temperaturas inferiores a la de congelamiento. Los empujes aparentes que corresponden a estas condiciones no se incluyen en la figura 48.10. En ciertos casos alcanzaron magni-

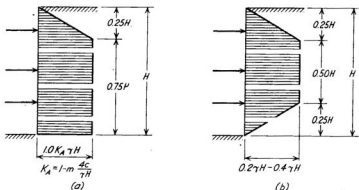


Fig. 48.11. Diagramas de empuje aparente para el cálculo de codales de cortes excavados en suelos arcillosos. (a) Diagrama para arcillas blandas a medias: el valor de  $m$  se toma igual a uno, salvo cuando para arcillas efectivamente normalmente consolidadas  $N = \gamma H / c$  excede de 4, en cuyo caso  $m < 1$ ; (b) diagrama tentativo para arcillas resistentes fisuradas: se puede usar una presión menor solo cuando la deformación lateral se mantiene en un mínimo y el período de construcción es corto.

tudes varias veces superiores a las que se habían desarrollado para el mismo nivel de excavación antes de las heladas.

**Cortes en otros materiales:** Se han realizado mediciones en dos cortes practicados en arcillas compactas fisuradas. Uno de ellos, una zanja en Oslo, tenía solo 4,20 m de profundidad (DiBiagio y Bjerrum, 1957). La otra, en Park Village East en Londres (Golder, 1948), llegaba hasta unos 16 m. Para ambos cortes la cantidad  $1 - 4c/\gamma H$  es negativa si  $c$  se determina por medio de ensayos no drenados de muestras inalteradas. No obstante, se desarrollan empujes apreciables. Sobre la base de la magra información disponible, para el proyecto de los puntales se sugieren los diagramas de empuje aparente máximo muy tentativos indicados en la figura 48.11b. El máximo empuje unitario se toma igual a un valor comprendido entre  $0,2\gamma H$  y  $0,4\gamma H$ . Los valores menores son aplicables cuando el movimiento del revestimiento se puede mantener en un mínimo y el tiempo de la construcción va a ser corto. En caso contrario, son aplicables los valores mayores.

Se han efectuado mediciones en dos trincheras angostas realizadas cortando suelo residual y roca descompuesta hasta una profundidad de unos 25 m (Humphreys, 1962) para construir el endicamiento de una presa. Debido a que el ancho de las trincheras y por consiguiente el peso del suelo excavado eran pequeños, el estado original de tensiones en el terreno puede no haber sido alterado grandemente. La presión aumentó en forma casi lineal con la profundidad, de acuerdo con una ley  $p_s = 0,35\gamma H$ , en la que  $p_s$  es la intensidad del empuje unitario.

No hay todavía datos disponibles con respecto a cortes practicados en arcillas compactas intactas o en suelos en cuya resistencia al corte aparecen los dos términos  $c$  y  $\phi$ . Incluidos en la última categoría se encuentran las arcillas arenosas, las arenas arcillosas, los limos cohesivos y una variedad de otros suelos de ocurrencia común. No se podrán establecer reglas para dichos materiales hasta tanto se hayan efectuado observaciones adecuadas\*.

### **Resumen de procedimientos y problemas**

La ejecución de excavaciones con una profundidad menor de unos 6 metros y su acodalamiento solo exigen seguir en forma estricta las reglas empíricas existentes. El cálculo del empuje que actúa sobre la entibación es una cuestión de menor importancia, pues es más económico usar uno de los sistemas tipos de entibación, aunque sea al precio de un exceso de material, que adaptar el sistema a las condiciones del suelo que se excava.

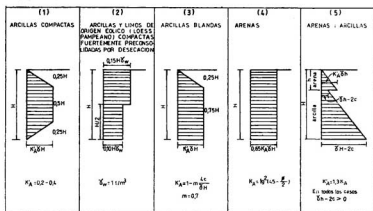
En excavaciones profundas y anchas, la entibación insume una parte considerable del costo total de modo que, con frecuencia, si en vez de seguir simplemente los métodos corrientes se estudia un poco el problema se pueden efectuar economías considerables, como ocurre cuando resulta factible dejar un gran espacio libre entre el fondo de la excavación y la última fila de codales. En este caso, a los efectos de satisfacer los requerimientos

\* La Municipalidad de la Ciudad de Buenos Aires establece en su código que, para el cálculo de los empujes de tierra sobre los muros de sostenimientos permanentes

de la seguridad y los de la economía, es necesario efectuar una investigación detallada del subsuelo y además preparar el proyecto en función del empuje de tierra calculado.

La experiencia ha demostrado que la magnitud del empuje total que actúa contra los entibamientos de excavaciones en arenas y en arcillas saturadas blandas a medias puede calcularse utilizando las teorías del empuje de tierras, siempre que el corte no sea seguido en profundidad por un espeso depósito de arcilla en verdad normalmente consolidada con un módulo tangente inicial bajo, en el cual se inducen grandes deformaciones como consecuencia de las operaciones de excavación. Por el contrario, la distribución de carga entre los puntales de un conjunto o fila vertical no puede predecirse en base a dichas teorías. Las cargas para proyectar los puntales pueden, en cambio, calcularse con los métodos descriptos en los apartados

o las entibaciones temporarias se deben utilizar los diagramas de empuje indicados en la figura adjunta.



Diagramas de empuje de tierra incluidos en el Código de la Municipalidad de la Ciudad de Buenos Aires.

Para calcular los empujes horizontales ejercidos sobre paredes rígidas de sostén impedidas de rotar por su apoyo inferior o desplazarse se aplican los diagramas (1), (2), (3) y (4), según corresponda. El diagrama (2) tiene en cuenta la estructura particular de la formación campeana, un depósito de origen eólico que ha sido depositado, erosionado, redepositado y preconsolidado por desecación en un proceso que se desarrolló bajo condiciones climáticas variables, pero siempre adecuadas para la deposición de material eólico, que fue pronto erosionado por el agua, redepositado y desecado. Véase: Moretto O. - *Earth pressure on rigid walls for soils preconsolidated by desiccation in the city of Buenos Aires* - V Congr. on Soil Mech. and Found. Eng., Vol II, Madrid, 1972.

Cuando por el tipo de vinculación la naturaleza de la estructura de contención permita una rotación por la base o un desplazamiento como en los muros de sostenimiento con coronamiento libre, el empuje se determina utilizando el diagrama (5). El factor 1,3 intenta cubrir posibles errores en la determinación de las constantes  $c$  y  $b$  del suelo. (N. del T.)

precedentes. El uso de la teoría o de procedimientos similares para proyectar sistemas de entibamiento de excavaciones en otros tipos de suelo debe practicarse con cuidado hasta que la aplicabilidad de los resultados se demuestre por mediciones en el terreno.

Resulta evidente la necesidad de efectuar mediciones adicionales con otros tipos de suelos, las que deben ir acompañadas de una descripción adecuada del material.

#### Lecturas seleccionadas

Entre los artículos de carácter general que tratan de la presión de suelos contra el apuntalamiento de excavaciones a cielo abierto se encuentran:

Terzaghi, K. (1941b). "General wedge theory of earth pressure", *Trans. ASCE*, 106, págs. 68-97.

Peck, R. B. (1943). "Earth-pressure measurements in open cuts, Chicago subways", *Trans. ASCE*, 108, págs. 1008-1036.

Un artículo de principios de siglo, de J. C. Meem (1908). "The bracing of trenches and tunnels, with practical formulas for earth pressures", *Trans. ASCE*, 60 págs. 1-23 y discusión del mismo en págs. 24-100, contiene interesante información sobre observaciones hechas en trincheras abiertas en diferentes clases de suelo. La parte teórica del artículo y su discusión pueden tan solo reclamar valor histórico y la información sobre suelos es inadecuada.

En *Technica! Reports* N° 1-9 del Norwegian Geotechnical Institute se da información detallada sobre las mediciones de Oslo, sin interpretación de valores.

### ART. 49 ESTABILIDAD DE LADERAS Y DE TALUDES DE DESMONTES Y EXCAVACIONES

#### Causas y características generales de la rotura de taludes

Toda masa de suelo situada debajo de la superficie de una ladera o talud natural, o bien debajo de la superficie del talud formado por un desmonte o una excavación, tiene tendencia a desplazarse hacia abajo y hacia afuera por el efecto de su propio peso. Cuando esta tendencia es contrarrestada por la resistencia al corte del suelo, el talud es estable; en caso contrario, se produce un deslizamiento. El material en el que se produce el deslizamiento puede estar constituido por un suelo natural, un terraplén



Fig. 49.1. Forma típica de un deslizamiento en un material cohesivo.

artificial o una combinación de ambos. En este artículo solo se consideran deslizamientos en suelos naturales, pues los otros casos se tratan más adelante.

Los deslizamientos en taludes naturales pueden originarse como consecuencia de distintas perturbaciones externas, como ser la socavación del pie de un talud existente o la ejecución de una excavación con paredes no apuntaladas, pero a veces ocurren también sin provocación externa alguna en laderas que han permanecido estables durante muchos años. Las roturas de este último tipo se originan como consecuencia de un aumento temporario en la presión del agua de los poros, o bien a raíz de un deterioro progresivo de la resistencia del suelo.

Si bien los deslizamientos pueden ocurrir como consecuencia de fenómenos diversos, casi todos presentan características generales similares a las que ilustra la figura 49.1. La rotura va precedida de la formación de grietas en la región superior del talud o más allá de su cresta. Durante el deslizamiento, la parte superior del área que éste abarca, denominada *la raíz*, se hunde, mientras que la inferior, llamada *la lengua*, se levanta. Por ello, si la superficie original del talud es plana, después del deslizamiento, el perfil de dicha superficie, a lo largo de su eje, se transforma en una curva con forma de S (véase figura 35.1). La forma de la lengua del deslizamiento depende en parte del tipo de material en el que éste se produce. En arcillas homogéneas de baja sensibilidad, en general el suelo se levanta en esa zona y la lengua toma la forma indicada en la figura 49.1. A su vez, en arcillas con una estructura muy sensible y en arcillas que contienen bolsos de arena, el suelo de la zona de la lengua suele, como consecuencia del deslizamiento, llegar a fluir como si fuese un líquido.

Es muy raro que se produzcan deslizamientos que abarquen toda la longitud de un talud. Aun tratándose de taludes uniformes de gran longitud y de altura casi constante, los deslizamientos se producen generalmente en zonas aisladas separadas entre sí por una gran distancia. Por ejemplo, los bien conocidos derrumbes del canal de Panamá aparecen en planta como cicatrices aisladas separadas por largos intervalos con taludes intactos. Los deslizamientos producidos en desmontes de gran longitud y de sección transversal uniforme, ejecutados para construir líneas ferroviarias, presentan características similares.

Hay, empero, una clase importante de deslizamientos que constituye la excepción de esta regla general con respecto al reducido ancho de sus frentes. En efecto, si las condiciones geológicas tienen características de una naturaleza tal como para que la mayor parte de la superficie de deslizamiento se halle situada dentro de una capa de limo grueso o de arena que separa dos estratos de arcilla, el ancho del deslizamiento, medido a lo largo de la cresta del talud, puede ser mucho mayor que su longitud. Los deslizamientos de este tipo son causados comúnmente por una sobrepresión en el agua de los poros de la capa de arena o de limo, y además, en contraste con los otros tipos de deslizamientos, estos derrumbes no van precedidos por síntomas, fáciles de descubrir, indicadores del peligro que se acerca, sino que ocurren casi de repente.

### ***Problemas de la ingeniería que involucran la estabilidad de taludes***

La mayoría de los problemas que involucran la consideración de la estabilidad de taludes se relacionan con el proyecto y la construcción de desmontes para caminos, ferrocarriles y canales. La necesidad de construir grandes desmontes no apareció hasta principios del siglo XIX, cuando se construyeron los primeros ferrocarriles, pero desde entonces se han excavado un sinnúmero de estos cortes con una profundidad y longitud cada vez mayores.

La experiencia ha demostrado que los taludes con pendientes  $1\frac{1}{2}$  (horizontal) y 1 (vertical) son generalmente estables y la verdad es que la mayoría de los desmontes para ferrocarriles y caminos con una profundidad menor de 6 metros tienen taludes con dicha inclinación, y que lo mismo ocurre con muchos desmontes más profundos y perfectamente estables. Por ello, puede considerarse la inclinación  $1\frac{1}{2}$  a 1, como el talud normal en la construcción de caminos y ferrocarriles. Cuando los taludes se hallan sumergidos, como en los canales, dicha pendiente varía entre 2:1 y 3:1. Taludes más parados deberían construirse solo en roca, suelo arenoso denso con cantos rodados y en loess.

Los taludes en roca están fuera de la competencia de este libro. En suelos residuales densos y en mezclas densas de arena y grava con cantos rodados grandes, los taludes 1:1 suelen ser permanentemente estables. Los taludes en loess se estudian más adelante.

Las estimaciones preliminares, relativas a la cantidad de excavación necesaria para establecer una nueva vía de comunicación, se realizan comúnmente con la hipótesis de que todos los desmontes en tierra se ejecutaran con taludes normales. Sin embargo, la experiencia ha demostrado que los taludes normales solo son estables si los desmontes se realizan en terreno favorable. El término *terreno favorable* indica un suelo no cohesivo, un suelo arenoso cohesivo o bien una grava cohesiva, situados en un clima húmedo o seco. Tratándose de arcilla blanda o de arcilla resistente fisurada, la excavación de un desmonte con taludes normales, aunque sea de poca profundidad, puede dar origen a un movimiento del suelo hacia el desmonte, movimiento que suele extenderse progresivamente hasta alcanzar una distancia igual a varias veces la profundidad del mismo. Las arcillas que contienen capas o bolsones de arena acuifera pueden reaccionar a una alteración de su equilibrio en una forma similar a la descripta. Los depósitos con esta clase de propiedades constituyen lo que se denominan *terrenos difíciles*.

Los ingenieros experimentados tratan siempre de trazar las nuevas vías de comunicación evitando, dentro de lo posible, los desmontes en terrenos difíciles, pues si un proyecto requiere la ejecución de largos desmontes en terrenos potencialmente difíciles, es muy probable que el cálculo de su presupuesto indique que es antieconómico, salvo que la seguridad con respecto a la estabilidad de los taludes se reduzca a un valor mucho menor

que el margen de error que deriva de los cálculos mismos de la estabilidad. Por ello, se considera, con razón, que los deslizamientos locales en desmontes ejecutados en terrenos difíciles son fenómenos inevitables desde el punto de vista económico. Pero al mismo tiempo es de buena ingeniería requerir que estos deslizamientos inevitables no lleguen a originar pérdidas de vida ni de bienes, requerimiento que solo puede satisfacerse por medio de extensas y cuidadosas observaciones en el terreno, llevadas a cabo durante y después de la construcción. Solo y exclusivamente a través de dichas observaciones resulta posible descubrir los síntomas indicadores de deslizamientos inminentes y tomar medidas adecuadas para evitar consecuencias fatales.

Los métodos a utilizar para encarar los problemas que presentan los taludes inestables dependen principalmente de la naturaleza de los suelos en juego. Por ello, para propósitos prácticos, lo más conveniente es clasificar los deslizamientos en función de los suelos en que los mismos ocurren. Los terrenos difíciles más comunes son: los constituidos por las formaciones derivadas de la meteorización *in situ* de capas de esquistos y pizarras, los detritus de ladera, las arenas acuíferas muy sueltas, las arcillas blandas homogéneas, las arcillas resistentes fisuradas, las arcillas con intercalaciones laminares de arena o de limo y las masas de suelos cohesivos que contienen capas o bolsones de arena o de limo acuíferos. En lo que sigue se describen las causas de los deslizamientos en cada uno de estos suelos y se trata en forma somera la práctica actual para atacar los problemas de ingeniería que los mismos presentan, pero, dada la complejidad del tema, lo que se dice en este artículo solo puede considerarse como una introducción al estudio de la estabilidad de taludes en estratos naturales de suelo.

### **Estabilidad de taludes y de desmontes en arena**

Cualquiera sea el tipo de arena, si está permanentemente por encima del nivel del agua, puede considerarse como terreno estable en el cual se pueden cortar, sin peligro, desmontes con taludes normales. Las arenas densas y medianamente densas situadas bajo agua son igualmente estables. Solo se producen deslizamientos en arenas sueltas saturadas, como consecuencia de la licuación espontánea (artículo 17). La alteración requerida para iniciar un deslizamiento en arena puede tener origen en un choque o bien en un cambio rápido del nivel del agua. Una vez iniciado el movimiento, la arena fluye como si fuese un líquido y no se detiene hasta que la inclinación del talud se hace menor de  $10^\circ$ .



Fig. 49.2. Sección longitudinal de un deslizamiento por expansión en arena, en la costa de Zelanda. (Según F. Mülper, 1898).

En algunos lugares los deslizamientos de este tipo constituyen fenómenos periódicos. Por ejemplo, los deslizamientos de arena que se producen en la costa de la isla Zelanda (Holanda) pertenecen a esa categoría (Müller, 1898). La costa está situada sobre un potente estrato de arena cuarzosa fina de granos redondeados, y el talud de la playa solo alcanza a unos  $15^\circ$ . A pesar de esta circunstancia, cada varias décadas, después de mareas de primavera de una altura excepcional, la estructura de la arena se desmorona en una corta longitud del cinturón costanero. La arena fluye entonces y se desliza con gran velocidad en forma de abanico hacia el fondo de la masa de agua. La lengua del deslizamiento es siempre mucho más ancha que la raíz. La figura 49.2 muestra una sección longitudinal de uno de estos deslizamientos por expansión, en el que la inclinación final de la superficie llegó a ser menor de  $5^\circ$ . En un deslizamiento ocurrido en Borssele en 1874, la cantidad de suelo en movimiento alcanzó casi a 2.000.000 de  $m^3$ .

Como los deslizamientos de este tipo solo ocurren cuando la arena es muy suelta, aumentando su densidad puede reducirse la tendencia a deslizar, lo que, a su vez, puede llevarse a cabo de varias maneras, como ser, hincando pilotes o haciendo estallar pequeñas cargas de pólvora en muchos puntos de su masa (véase artículo 50). En taludes con estabilidad marginal, estos procedimientos pueden, empero, dar origen a un deslizamiento.

### *Estabilidad de desmontes en loess*

El loess verdadero es un suelo eólico cohesivo con partículas de un tamaño efectivo comprendido entre unos 0,02 y 0,006 milímetros y un bajo coeficiente de uniformidad. Consiste principalmente en granos angulares y sub-angulares de cuarzo que se hallan levemente cementados. Además, siempre contiene una red intrincada de agujeros, más o menos verticales, dejados por antiguas raíces. La cohesión del loess se debe a películas delgadas de material cementante parcialmente soluble que cubre las paredes de los agujeros dejados por las raíces. Como los agujeros de raíces son con predominio verticales, el loess tiene una tendencia a romper partiéndose según superficies verticales, y además su permeabilidad en sentido vertical es mucho mayor que en el sentido horizontal. Su porosidad puede alcanzar hasta el 52 %.

Cuando el loess se halla situado en forma permanente por encima del nivel del agua, es un suelo muy estable si se exceptúa el hecho de que es fácilmente erosionable. Para reducir lo más posible la erosión a los cortes en loess debe dársele un talud casi vertical (Turnbull, 1948). El pie de las caras verticales requiere una protección cuidadosa contra la temporaria saturación durante las tormentas de lluvia. A pesar de esta precaución, es inevitable que de tiempo en tiempo se produzca la rotura de una faja angosta, que de nuevo deja caras verticales que permanecen estables durante muchos años. Para prevenir el bloqueo del camino o del ferrocarril por el desecho de los derrumbes, es costumbre hacer los cortes en loess con un ancho mayor que el que requieren las necesidades del tráfico.

Si, por el contrario, se halla permanentemente sumergido, el loess suele ser muy inestable debido a su gran porosidad y a la acción disolvente del

agua. El agua disuelve las sustancias cementantes y trasforma el loess en una masa de material casi sin cohesión que no es estable, a menos de que su porosidad sea menor del 47 % (Scheidig, 1934).

El efecto que produce la saturación viene bien ilustrado por los resultados de experimentos en gran escala realizados en una meseta de loess en el Turkestán soviético. En este lugar, el loess tiene una porosidad del 50 %, y en seco se sostiene en paredes verticales de una altura mayor de 15 metros. El experimento se realizó con el objeto de determinar si el material permanecería estable en el caso de que se excavase un canal no revestido para conducir agua de riego. Se ejecutó una excavación de  $50 \times 20$  metros y 3 metros de profundidad con paredes en talud 1,5 (horizontal) a 1 (vertical). La excavación se llenó de agua, la que se mantuvo a nivel constante restituyendo la pérdida por filtración. Después de algunos días, los taludes empezaron a desmoronarse y el fondo a hundirse, fenómeno que continuó a un ritmo decreciente por un período de unas seis semanas. Al cabo de este tiempo, la superficie que rodeaba la excavación se había agrietado y hundido hasta una distancia de unos 6 metros a contar desde el borde original de la excavación, y, por su parte, el fondo se había hundido en unos 75 cm. Dentro de la zona de los hundimientos y de los derrumbes, el loess estaba tan blando que resultaba imposible caminar sobre él.

Se concibe, aunque no es seguro, que la resistencia del loess del fondo y de las paredes de dicho canal podría preservarse tratando su perímetro con material bituminoso.

### ***Deslizamientos en arcilla blanda homogénea***

Si los taludes de un desmonte excavado en una espesa capa de arcilla blanda se ejecutan con una inclinación normal de 1,5:1, hay muchas probabilidades de que, antes de que el desmonte alcance una profundidad de 3 m, se produzca su derrumbe. Dicho derrumbe tiene las características de una rotura por la base (véanse artículo 35 y figura 35.2b) asociada con un levantamiento del fondo de la excavación. Si el estrato de arcilla se halla situado debajo de sedimentos estables, o si tiene una costra dura, el levantamiento del fondo se produce cuando la excavación se acerca al material blando.

Si, al contrario, por debajo del fondo de una excavación en arcilla blanda hay a corta distancia una capa de roca o de arcilla compacta, la rotura del talud se produce a lo largo de un círculo de pie tangente a la superficie

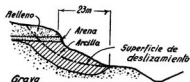


Fig. 49.3. Sección a través de un deslizamiento, por un círculo de pie, en arcilla blanda, en el canal Södertälje (Suecia). (Según Fellenius et al., 1922).

del estrato duro, pues el fondo de la excavación no puede levantarse (véase artículo 35).

Cuando una masa de arcilla blanda tiene forma irregular, la superficie de deslizamiento suele seguir dicha forma. Esta aseveración viene ilustrada por la figura 49.3, que representa una sección transversal de un deslizamiento producido durante la construcción del canal Södertälje, en Suecia. Si la arcilla blanda se hubiese extendido hasta gran profundidad, la rotura se hubiese producido siguiendo un círculo del punto medio. La presencia de la capa de grava excluyó la posibilidad de una rotura por la base, de modo que la misma se produjo según un círculo de pie. El deslizamiento ocurrió de una manera tan rápida que varios trabajadores murieron en el accidente (Fellenius y otros, 1922).

La experiencia ha demostrado que en masas homogéneas de arcillas blandas saturadas las roturas por deslizamiento durante la construcción se producen bajo condiciones no drenadas. Por consiguiente, prevalece la condición  $\phi = 0$  (artículo 18) y la resistencia al corte  $c$  puede tomarse igual a la mitad de la resistencia a la compresión simple del material o de su resistencia a la compresión triaxial no drenada. Por tanto, se puede calcular, antes de iniciar la obra, cuál será el coeficiente de seguridad al deslizamiento del desmonte o excavación a construir utilizando los métodos descritos en el artículo 35. Sin embargo, debe advertirse que cualquier discontinuidad en la arcilla, como ser capitas o bolsones de arena o de limo, puede invalidar los resultados del cálculo, como se explica al estudiar más adelante los deslizamientos en arcilla no homogénea.

### *Aluviones de arcilla o deslizamientos por expansión*

Una vez producida la rotura de un talud en arcilla blanda, el movimiento de la masa de suelo que el deslizamiento origina se detiene tan pronto como la lengua del mismo (fig. 49.1) ha avanzado en una distancia moderada, desde su posición original. Hay, sin embargo, una excepción notable a esta regla general. En arcillas fluidas (artículo 7), como las que existen en el valle del río de San Lorenzo, en Quebec, y en Noruega y Suecia, se producen de tiempo en tiempo deslizamientos progresivos, a veces sin provocación evidente. El movimiento comienza como un pequeño deslizamiento, con frecuencia en la barranca de un río, pero la deformación del material que desliza transforma la arcilla en una masa viscosa espesa que fluye y priva al nuevo corte de su soporte de pie, por cuya razón se produce un nuevo deslizamiento. La alteración se propaga rápidamente hacia adentro desde el punto inicial a medida que la arcilla se transforma en una matriz fluida de material amasado, que se desplaza hacia la rotura producida en la barranca del río, y lleva consigo terrones flotantes de arcilla todavía intacta. El diagrama de la figura 49.4 muestra las características principales de uno de estos aluviones, producido en las barrancas de uno de los tributarios de la margen norte del río San Lorenzo, en Quebec. Durante el aluvión, una superficie de una longitud de 500 metros en sentido paralelo al río y un ancho de 900 metros en sentido perpendicular, se hundió de 4,50

a 9,00 metros. En el período de algunas horas, una masa de arcilla limosa de 3.000.000 m<sup>3</sup> en volumen se desplazó hacia el cauce del río a través de una abertura de 60 metros de ancho, bloqueando el río en una longitud de 3.000 metros y elevando la altura del agua en el mismo en 7,50 metros. En el gran aluvión de arcilla de Vaerdalen, Noruega, producido en 1893, más de 50.000.000 m<sup>3</sup> fluyeron a través de una angosta abertura en menos de una hora (Holmsen, 1953).

Existe considerable evidencia que indica que las arcillas pueden haber adquirido su extrema sensibilidad y disminuido gradualmente de resistencia como consecuencia de una reducción del contenido de sal en el agua de sus poros desde el tiempo en que se depositaron dentro de un ambiente marino. El material consiste esencialmente en cuarzo finamente dividido y minerales arcillosos inactivos. A pesar de que hasta un 40 % del material puede estar formado por partículas arcillosas (menores de 0,002 mm), el límite líquido y el índice plástico son bajos: del orden del 26 y del 7 %, respectivamente. El contenido natural de humedad, por el contrario, está muy por encima del límite líquido y la sensibilidad  $S_t$  con frecuencia excede de 40. El contenido de sal en el agua de los poros suele ser solo del orden de 2 a 3 gramos por litro, en contraste con el contenido de alrededor de 36 gramos por litro que caracteriza al agua de mar (artículo 4).

El bajo contenido de sal del agua de los poros puede ser una consecuencia del lavado por agua dulce que ha escurrido a través de la arcilla desde que la superficie del terreno se levantó respecto del nivel del mar, existente al tiempo en que la misma fue depositada. Por tanto, el proceso puede todavía estar en desarrollo. Si esta hipótesis es correcta, la frecuencia de los aluviones de arcilla puede aumentar en aquellos lugares donde las condiciones geológicas son favorables.

### ***Estabilidad de taludes en arcillas que contienen capas o bolsones de arena acuifera***

En lo que antecede se ha considerado solamente la estabilidad de suelos más o menos homogéneos. Las formaciones más importantes de suelos no homogéneos son los depósitos estratificados consistentes en capas alternadas de arena y de arcilla, y las masas de suelos cohesivos que contienen lentes irregulares o bolsones de arena o de limo.

Comúnmente, en un manto compuesto de capas alternadas de arcilla y de arena o de limo grueso, por lo menos algunas de estas últimas capas son acuiferas, durante una parte o durante todo el año, y, si se ejecuta un desmonte, los taludes exudan el agua en varios puntos o a lo largo de varias líneas situadas a distinto nivel. Los taludes que presentan estas características se denominan *taludes húmedos* y requieren que se les preste un cuidado especial, sobre todo si los estratos tienen pendiente hacia el talud. Las vertientes que aparecen a lo largo del borde inferior de los afloramientos de arena suelen ablandar el suelo, y además el congelamiento puede también ayudar en este proceso. Por ello, es práctica corriente interceptar las venas de agua por medio de drenes que siguen el borde inferior de las



Fig. 49.4. Maqueta que muestra las características principales de un deslizamiento en arcilla muy limosa, cerca de St. Thiribe, Canadá. (Según C. F. S. Sharpe.)

capas acuíferas a una profundidad de por lo menos 1,50 metros, medida en sentido normal al talud. Además, si los estratos de arcilla son blandos, o están fisurados, éstos pueden constituir una fuente adicional de debilidad estructural. Por todas estas razones, si el desmonte es profundo, debe efectuarse un cálculo de la estabilidad para saber si es aconsejable o no adoptar un talud normal.

Las masas de suelos cohesivos que contienen lentes irregulares o bolsones de suelos no cohesivos son comunes en las regiones de antigua glaciación, donde los sedimentos depositados por el deshielo de glaciares fueron luego deformados por el empuje producido por el nuevo avance temporario de los hielos. Se han encontrado también en el lugar de viejos deslizamientos ocurridos en masas estratificadas de arena y arcilla.

Los bolsones de arena situados dentro de la arcilla actúan como depósitos de agua, y durante las épocas de lluvia son el asiento de considerables presiones hidrostáticas, que tienden a reventar y producir un movimiento hacia afuera de las masas en que están contenidos. Cuando las masas citadas llegan a adquirir este movimiento, se desintegran en una mezcla de limo saturado, arena y fragmentos de arcilla, que fluye como un glaciar o como un líquido viscoso espeso.

Como la fuente de inestabilidad es la presión de agua atrapada en los bolsones de arena, se consigue su estabilización por medio del drenaje. No obstante, como el perfil geológico puede ser muy irregular, la determinación del espaciamiento de los drenes puede resultar muy difícil de determinar *a priori*, aun después que el suelo y las condiciones hidráulicas han sido investigados cuidadosamente por medio de perforaciones, ensayos y periódicos relevamientos del nivel de la napa freática. Bajo estas circunstancias, un procedimiento expeditivo y eficiente suele ser la inserción de drenes horizontales instalados a barreno (Smith y Stafford, 1957). Tales drenes consisten comúnmente en caños de plástico o de metal agujereados de unas 2" de diámetro, insertados en perforaciones oradadas casi horizontalmente dentro del suelo al pie del talud. La longitud de los drenes varía desde 1 a 2 metros hasta más de 50 metros. Su espaciamiento horizontal depende

de las condiciones locales; usualmente varía entre 3 y 5 metros. Varias filas a diferente nivel pueden resultar también efectivas. Para facilitar la evacuación del agua por gravedad, los drenes suelen instalarse con una pequeña pendiente hacia la cara exterior del corte.

Los agujeros para instalar los drenes se practican comúnmente utilizando barrenos continuos de vástago hueco (fig. 44.3), que permiten la inserción del caño de drenaje sin que se desmorone el pozo. En algunos materiales puede resultar necesario instalar un filtro para prevenir la erosión subterránea y la colmatación. Bajo condiciones favorables, el material de filtro se puede trasportar hacia el pozo alrededor del dren por medio del barreno, invirtiendo el sentido de su rotación y retirándolo gradualmente del agujero. Se han practicado pozos también recurriendo a una modificación del procedimiento utilizado para perforar por rotación. Se usa para ello una camisa que lleva en su extremo un barreno hueco, que se hace avanzar por rotación mientras el agua de la inyección se hace circular por el interior de la camisa y retornar por su exterior. El barreno queda perdido en el terreno cuando la perforación alcanza su longitud final, se inserta el dren y se retira la camisa.

La técnica de la instalación de drenes horizontales requiere adaptación a las condiciones locales, pero tales drenes pueden con frecuencia ser instalados tan rápida y económicamente que su longitud y espaciamiento se determinan por tanteos. Algunos de los drenes pueden no ser productivos pero los que encuentran bolsones permeables suelen resultar notablemente efectivos. Una vez que se ha completado el drenaje, el terreno se torna tan estable que se pueden efectuar cortes con taludes normales.

### ***Deslizamientos en arcillas resistentes***

Casi todas las arcillas muy resistentes se hallan debilitadas por una red de fisuras capilares. Si dichas fisuras dividen la arcilla en fragmentos pequeños, de menos de 2 a 3 cm de lado, un talud practicado en la misma puede tornarse inestable durante su construcción o poco tiempo después. Si, por el contrario, la distancia entre fisuras es mayor, la rotura no suele producirse sino después de muchos años de haberse construido el desmonte.

En las arcillas divididas en trozos pequeños, la rotura del talud se produce tan pronto como las tensiones tangenciales exceden la resistencia al corte promedio de la masa fracturada. En un desmonte con talud 3:1,



Fig. 49.5. Sección a través de la masa de una arcilla resistente fisurada. (a) Fisuras viejas, cerradas antes de que una excavación disminuya la tensión a que está sometida la arcilla; (b) con la disminución de tensión, las fisuras se abren y el agua, al circular por las mismas, ablanda la arcilla de sus paredes.



Fig. 49.6. Fotografía de un deslizamiento en arcilla muy resistente fisurada.

construido para instalar vías de ferrocarril en Rosengarten, cerca de Frankfurt, se produjeron varios deslizamientos de este tipo. En su lugar más bajo el desmonte tenía 30 metros de profundidad y las tensiones tangenciales promedio que actuaban a lo largo de las superficies potenciales de deslizamiento eran en esta parte del orden de los  $10 \text{ kg/cm}^2$ . La arcilla era muy resistente, pero los trozos grandes se rompían con facilidad en pequeños fragmentos angulares con superficies brillantes. Los deslizamientos empezaron a producirse inmediatamente después de terminado el desmonte y continuaron por un período de 15 años (Pollack, 1917).

Si la distancia entre fisuras es mayor de unos 10 cm, los taludes pueden permanecer estables por muchos años y aun durante décadas después de ejecutado el desmonte. El espacio de tiempo que transcurre entre la apertura del desmonte y la rotura del talud indica que se produce una pérdida gradual de la resistencia del suelo. Las concepciones actuales relativas a este proceso de debilitamiento se hallan ilustradas en la figura 49.5. Antes de excavar, la arcilla es muy rígida y las fisuras se hallan completamente cerradas. La reducción de tensiones originada por la excavación produce una expansión y algunas de las fisuras se abren. El agua entra entonces, ablanda las caras de estas fisuras, y por expansión desigual se producen nuevas fisuras hasta que los trozos se desintegran y la masa se transforma en una matriz blanda que contiene fragmentos duros. Cuando por este proceso la resistencia al corte de la arcilla debilitada deviene demasiado pequeña para contrarrestar la fuerza de la gravedad, se origina un deslizamiento. La mayoría de estos deslizamientos se producen a lo largo de un círculo de pie, que involucra una masa de suelo de relativo poco espesor, ya que la resistencia al corte de la arcilla aumenta rápidamente a medida que ésta se aleja de la superficie expuesta. El agua solo parece causar un deterioro de la estructura de la arcilla, sin que las presiones de filtración lleguen a ser de importancia.

La figura 49.6 muestra un deslizamiento en una arcilla fisurada muy

resistente en la que se había construido un desmonte de 18 m de altura con taludes 2,5:1 para instalar una línea férrea. La rotura se produjo después de 80 años de construida la línea, sin que apareciesen vertientes ni ningún otro signo que indicase filtración de agua. En la fotografía puede verse claramente la forma de S que ha adquirido la masa de suelo y que es característica de estos deslizamientos.

El estudio de los informes de varios de estos deslizamientos diferidos, producidos en arcillas resistentes con fisuras distanciadas, demuestra que la resistencia al corte promedio de la arcilla disminuye desde el alto valor inicial que posee, cuando se practica el desmonte, hasta alcanzar valores comprendidos entre 0,20 y 0,35 kg/cm<sup>2</sup> en el momento del deslizamiento. Como el proceso de ablandamiento suele requerir varias décadas, sería anti-económico elegir el ángulo del talud en función de la resistencia al corte final de la arcilla. No obstante, es conveniente retardar lo más posible el deterioro de la arcilla drenando una faja de tierra límite con el borde superior del desmonte, y de un ancho igual a la profundidad del mismo. Conviene, además, tratar en forma adecuada la superficie de la zona ocupada por el desmonte para reducir su permeabilidad. De este modo, si más tarde ocurre alguno que otro deslizamiento parcial, el daño puede ser remediado con arreglos locales. Si estos deslizamientos diferidos pueden causar pérdidas excesivas de bienes, o bien constituir un peligro de muerte, los taludes deben ser provistos con puntos de referencia para efectuar observaciones periódicas, ya que estos tipos de deslizamientos van siempre precedidos de deformaciones que aumentan en forma acelerada al aproximarse el momento de la rotura. Cuando el movimiento se torna alarmante, deben aplanarse los taludes de la zona en peligro.

Para evitar los movimientos en las zonas de peligro se han utilizado también con éxito drenes rígidos, consistentes en muros de mampostería en seco, instalados en zanjas dispuestas trasversalmente al desmonte siguiendo el talud, y distanciadas entre sí de 4,00 a 6,00 metros. Las zanjas se excavan hasta una profundidad algo mayor de aquella en que se ha ablandado la arcilla. Un muro de pie de hormigón sostiene el extremo inferior de todos estos muros trasversales. El efecto beneficioso de este tipo de construcción se asigna comúnmente a la acción de drenes que ejercen los muros, pero es mucho más probable que la función principal de los mismos sea la de transferir por fricción parte del peso de la masa inestable de arcilla al muro de pie.

El comportamiento de esquistos arcillosos con adherencia pobre es muy semejante, en muchos aspectos, al de las arcillas resistentes; por ello la información que sigue es aplicable también a los deslizamientos en arcillas fuertemente preconsolidadas.

#### *Taludes en esquistos o lutitas (del inglés "shales")*

Desde el punto de vista ingenieril, los esquistos tienen una importancia extraordinaria porque constituyen aproximadamente el 50 % de las rocas que están expuestas en la superficie terrestre o enterradas debajo de una

pequeña capa de sedimentos superiores. Todas las rocas de esta categoría consisten en antiguos depósitos de arcilla o limo que han adquirido sus características actuales bajo la influencia de presiones y temperaturas relativamente moderadas.

A medida que el espesor de la cubierta aumenta de unos pocos a varios cientos de metros, la porosidad del depósito de arcilla o limo disminuye y se desarrollan un número de cementantes cohesivos entre las partículas, que son la resultante de interacción molecular, aun cuando su composición mineralógica probablemente permanezca inalterada. Finalmente, a una gran profundidad, todas las partículas se encuentran unidas en forma virtualmente permanente por cementantes rígidos que imparten al material las propiedades de una roca real. No obstante, todos los materiales citados, tengan éstos cementación incipiente o completa, se denominan esquistos. Por ello, las propiedades ingenieriles de un esquisto con composición mineralógica dada pueden variar entre los que corresponden a un suelo y aquellos que pertenecen a una roca real.

La diferencia más conspicua entre los esquistos originados por la compactación de depósitos sedimentarios idénticos tiene su origen en el número de cementantes permanentes desarrollados entre partículas por unidad de volumen del esquisto. Se consigue una medida relativa del grado de cementación observando el comportamiento de especímenes intactos obtenidos de una profundidad de varias decenas de metros. Cuando se sumergen, todos se despedazan gradualmente en pequeños fragmentos. No obstante, según cuál sea el grado de cementación, los fragmentos en que se ha dividido la masa pueden tener tamaños del orden de 0,5 ó 1 cm, o bien llegar hasta el que corresponde a las partículas minerales individuales. En base a este comportamiento, los esquistos se pueden clasificar dentro de un rango que va desde los bien cementados, de los cuales los tipos extremos son los que tienen características rocosas, y los pobremente cementados, de los cuales los tipos extremos están constituidos por limos o arcillas esquistosas altamente preconsolidadas. Además de dar una estimación del grado de cementación, la descripción de los esquistos debe indicar también cuál es su constituyente principal, es decir, si se trata de un esquisto arcilloso o limoso. Por ejemplo, debe expresarse como: "esquisto arcilloso pobremente cementado". No obstante, dentro de los límites que corresponde a una descripción dada de las propiedades ingenieriles del esquisto, éstas pueden variar entre límites tan extensos como los que corresponden a las arcillas o a los limos.

Durante la remoción por procesos geológicos de la carga que condujo a la transformación del limo o la arcilla en un esquisto, éste se expande conservando prácticamente constantes sus dimensiones horizontales. Las fuerzas de cementación se ven en este proceso solicitadas por acción expansiva que en muchos puntos alcanza o supera la resistencia cementicia y provoca su rotura. Por ello, los esquistos se encuentran comúnmente debilitados por la red de fisuras y diaclasas. Por debajo de una profundidad del orden de los 30 m, las diaclasas están completamente cerradas y muy separadas entre sí. Para profundidades menores, en cambio, las juntas se encuentran bien abiertas debido a la expansión desigual de los bloques que las mismas delimitan.



Fig. 49.7. Fotografía de un deslizamiento de detritus en un talud suave cerca de Barboursville, W. Va. (Según G. E. Ladd, 1935.)

Por esas circunstancias, el contenido de humedad de los bloques aumenta y su resistencia decrece, siguiendo un proceso similar al que se produce en cualquier arcilla o limo durante una reducción de presión posterior a una carga de preconsolidación. Durante este proceso se forman nuevas fisuras. El resultado final depende, como ocurre con la experiencia de la inmersión de un trozo de un espécimen de esquistos, del grado de cementación que existe entre las partículas que forman la masa esquistosa.

Dentro del espesor hasta el que penetran las variaciones de humedad y temperaturas anuales, el esquisto puede experimentar alteraciones adicionales, como una mayor desintegración mecánica y pequeños cambios mineralógicos que se manifiestan por una decoloración. Estas alteraciones son manifestaciones de meteorización. No obstante, debido a que el límite entre el esquisto duro e intacto y aquel que ha sido debilitado por la remoción de cargas provocadas por erosión, puede estar situado varios metros por debajo de la base superior meteorizada, la presencia o ausencia de tales capas tiene pequeña influencia sobre las propiedades de un depósito esquistoso. A pesar de ello, se ha hecho costumbre entre los ingenieros designar como meteorizada toda la masa de esquisto situada por encima del esquisto duro, aun cuando la capa superior esté ausente. En otras palabras, el término se aplica a los materiales que deben sus propiedades ingenieriles actuales a dos procesos enteramente diferentes. Para evitar un malentendido, el término meteorizado no va a ser usado en lo que sigue.

Cualquiera sea el tipo de esquisto, la disminución del ángulo del talud a su valor final de equilibrio se produce primeramente por deslizamientos intermitentes. Las marcas dejadas por estos deslizamientos dan a los taludes la apariencia de colinas onduladas, la que se conoce como *topografía de deslizamientos*. Los detalles del comportamiento de los distintos esquistos que constituyen estos taludes dependen primeramente de los constituyentes minerales que los forman y del grado de cementación. Los extremos están representados por los esquistos bien cementados, que aparecen en la zona

de los montes Alleghanis en EE.UU., y por los pobremente cementados, entre los cuales se encuentran los que cubren extensas superficies en las zonas sudoeste y noroeste de los Grandes Lagos.

En la región de los montes Alleghanis de Virginia del Oeste, Pennsylvania del sur y del este de Ohio, muchos taludes se desarrollan en esquistos más o menos limosos, bien cementados. El aumento en contenido de humedad de los bloques situados entre juntas, que es consubstancial con la remoción de carga producida por erosión, es muy pequeño y los deslizamientos raramente interesan una profundidad mayor de unos 5,00 metros. Las figuras 49.7 y 49.8 ilustran sobre la topografía de los deslizamientos resultantes. Estas formaciones se caracterizan porque los cortes a media ladera con taludes empinados pueden permanecer estables durante muchos años, puesto que las roturas, sea de los taludes de las colinas o de los cortes, se producen solamente durante las épocas de lluvias. Cuando se produce una rotura, el material deslizante fluye por una distancia corta, como si fuese un líquido viscoso, para luego volver al reposo. Debido a su relativamente alta permeabilidad, el material deslizante puede estabilizarse por medios simples, como la instalación de drenes horizontales colocados con barreno.

Todas las veces que se ha intentado explicar tales tipos de deslizamientos en esquistos bastante bien cementados por medio de cálculos de estabilidad basados en los resultados de ensayos de laboratorio, se ha encontrado que el coeficiente de seguridad del talud con respecto al deslizamiento obtenido en el cálculo es por mucho ampliamente adecuado, aun en la hipótesis de que la napa freática en el momento de la rotura estuviese situada al nivel de la superficie. La notable y persistente discrepancia entre el cálculo y el comportamiento en el terreno se pueden explicar muy lógicamente haciendo la hipótesis de que los deslizamientos van precedidos de un ascenso repentino, aunque temporario y local, de la presión de poros en la zona de deslizamientos. El esquisto dentro de estas zonas consiste en fragmentos macroscópicos que están en un proceso de progresiva desintegración. Debido al talud, la acumulación de fragmentos está solicitada por fuerzas tangenciales y las juntas entre fragmentos se abren, de modo que, durante las épocas lluviosas, los espacios abiertos se llenan de agua. Tan pronto como el deterioro alcanza un estado crítico, que ocurre en diferentes lugares en distintos instantes, los fragmentos se fracturan durante el período de lluvias bajo el efecto combinado del peso de la cubierta y las presiones de filtración. De ese modo, el peso de la cubierta es temporariamente trasfe-

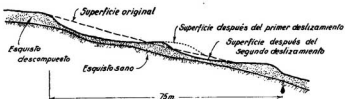


Fig. 49.8. Perfil de un deslizamiento doble en detritus. (Según Ladd, 1935.)

rido al agua, con lo cual las presiones efectivas y por consiguiente la resistencia al corte a lo largo de la superficie potencial de deslizamiento disminuyen y se produce el movimiento del talud. Puede detenerse en forma abrupta debido a que la sobrepresión de poros se disipa rápidamente como consecuencia de la relativamente alta permeabilidad de la acumulación de fragmentos de material rocoso.

En el otro extremo de los miembros de la familia de esquistos están los esquistos arcillosos pobremente cementados, como los que prevalecen en algunas partes de las Dakotas, Montana y en las praderas del oeste de Canadá. Estos esquistos también deben sus propiedades ingenieriles presentes a la intensa consolidación producida bajo la sobrecarga provista por un espesor de depósito del orden de centenas de metros y la subsecuente remoción de dicha carga. Por debajo de una profundidad que se mide en unos pocos metros, estos esquistos también son muy duros. En túneles practicados por debajo de esta profundidad se puede observar que su masa está segmentada con diaclasas cerradas muy espaciadas, como ocurre en los esquistos bien cementados. En cambio, las modificaciones en el contenido de humedad que se han producido en los metros superiores como consecuencia de la descarga son radicalmente diferentes. Mientras que en los esquistos bien cementados, éstos suelen ser casi imperceptibles, en los esquistos arcillosos pobremente cementados puede alcanzar valores del 10 % y aún más. Por ello, el resultado final que produce la remoción de cargas es también muy diferente. Los esquistos bien cementados se trasforman en un agregado angular bastante permeable de fragmentos macroscópicos de roca, mientras que las arcillas esquistosas pobremente cementadas se trasforman en arcillas plásticas resistentes. El mecanismo de la transformación, que lleva desde un esquisto duro a un material con características de arcilla, es esencialmente el mismo que conduce al deslizamiento en arcillas fisuradas resistentes y que está ilustrado en la figura 49.5. Sin embargo, como la permeabilidad del esquisto arcilloso es mucho más baja que la que le corresponde a una arcilla preconsolidada bajo una carga relativamente menor, el proceso de ablandamiento es también considerablemente más lento.

Debido a los grandes cambios de volumen que van asociados con la descarga de los esquistos arcillosos pobremente cementados bajo condiciones de deformación lateral nula, sus masas se tornan el asiento de tensiones horizontales residuales intensas. A medida que la sobrecarga de la cubierta es gradualmente erosionada, la relación entre las tensiones normales horizontales y verticales aumenta. Aun en depósitos de arcillas preconsolidadas con menor intensidad, la relación puede acercarse al coeficiente  $K_p$  que corresponde al empuje pasivo de la arcilla (Skempton, 1961b; Terzaghi, 1961a). Estas tensiones contribuyen a la desintegración mecánica de los esquistos adyacentes a los taludes de los valles fluviales, como de aquellos situados detrás de cortes efectuados por el hombre.

Los taludes naturales en esquistos arcillosos pobremente cementados retroceden principalmente por deslizamientos intermitentes y se tornan cada vez más chatos. A medida que decrece el ángulo del talud también lo hace la tensión tangencial media que lo solicita a lo largo de las superficies poten-

ciales de deslizamiento. No obstante, se siguen produciendo deslizamientos a intervalos de tiempo crecientes hasta que el talud se reduce a una inclinación de 1 en vertical a 10 en horizontal y aun menos. Estas observaciones indican que la pérdida de resistencia debida a la descarga es extremadamente lenta y no puede ser predicha fehacientemente en base a ensayos de laboratorio. Como consecuencia final de este proceso (Skempton, 1964), a lo largo de aquellas superficies donde las deformaciones tangenciales se tornan muy grandes, la resistencia puede disminuir hasta acercarse al valor residual del suelo (artículo 18). Todo deslizamiento es precedido por la deformación por fluencia acelerada de la masa involucrada hasta una profundidad mucho mayor de aquella interesada por las variaciones estacionales de humedad y temperatura. El deslizamiento se produce cuando la deformación de fluencia alcanza varios centímetros por año. Durante el mismo el esquivo situado encima de la superficie de deslizamiento permanece casi intacto, reteniendo las características de una arcilla bastante resistente e intensamente fisurada.

Debido a la baja permeabilidad de los esquistos arcillosos pobremente cementados, cualquiera sea la profundidad debajo de la superficie actual, la rotura de los nuevos cortes o del material de fundación situado debajo de terraplenes nuevos se produce bajo la condición  $\phi = 0$ . No obstante, todos los intentos para determinar la resistencia al corte de los esquistos por medio de ensayos triaxiales no drenados hasta ahora han fallado (Peterson et al., 1960), pues las resistencias determinadas en el laboratorio consistentemente dan valores que son varias veces mayores que los esfuerzos unitarios que producen la rotura de los taludes en el terreno. Las opiniones relativas a las causas de estas diferencias tan notables están divididas. Si bien la rotura progresiva es un factor significativo (Bjerrum, 1966), la existencia de discrepancias respecto a otros efectos eliminan, por ahora, la posibilidad de obtener una información razonablemente fehaciente, relativa a las características de resistencia al corte de un esquivo dado, recurriendo a cualquier otra fuente que no sea el análisis de deslizamientos que han ocurrido en el mismo esquivo bajo condiciones similares.

En los valles fluviales los esquistos se han visto sujetos a grandes tensiones tangenciales durante un largo período y por ello han alcanzado un estado más avanzado de expansión que aquellos situados debajo del terreno alto adyacente. Por la circunstancia expuesta, las condiciones de estabilidad de nuevos cortes resultan mucho menos favorables que practicados a cierta distancia fuera de los valles profundos. No obstante, a medida que pasa el tiempo la resistencia al corte de la arcilla adyacente a los nuevos taludes, aun cuando estén alejados de los valles, también decrece. Cualquiera sea el lugar, las operaciones de excavación deben empezar en la parte superior de un nuevo talud, para reducir al mínimo inevitable la apertura de las diaclasas existentes en el esquivo adyacente.

Mucha de la información cuantitativa disponible con respecto al movimiento de taludes en esquistos pobremente cementados ha sido obtenida en la formación Bearpaw que cubre el lugar en que se ha construido el embalse South Saskatchewan River Dam. Los taludes naturales se levantan

hasta una altura de unos 60 metros por encima del fondo del valle del río, con una pendiente de 1 en vertical cada 8 a 12 en horizontal, y exhiben una topografía de deslizamiento típica. La suavidad de los taludes y la larga intermitencia entre deslizamientos indican que los mismos están ya en un estado avanzado de desarrollo. Durante el período de observación (1944-1964) no se produjo ningún deslizamiento fuera de la zona afectada por las operaciones de construcción. No obstante, las fisuras transversales a senderos existentes a lo largo del borde de las tierras altas se ensancharon progresivamente. Toda vez que se alteró el equilibrio del talud, por ejemplo, con motivo de la excavación de un corte a media ladera, se produjo un deslizamiento y la resistencia al corte puesta en juego se encontró que era tan pequeña como aquella que habría resistido una rotura de talud similar debido a causas naturales. Se presentaron condiciones excepcionalmente desfavorables en aquellos lugares en que los esquistos contenían capas delgadas de bentonita, o bien en las zonas donde existían fallas geológicas o zonas sometidas previamente a esfuerzos de corte. Como la permeabilidad del esquistos es muy baja, el drenaje es prácticamente inefectivo.

### *Taludes en roca descompuesta*

Los taludes en roca con una pendiente menor de  $40^\circ$  están comúnmente cubiertos con una capa, producto de la descomposición de la roca, que dentro de distancias cortas puede variar en espesor entre cero y varias decenas de metros. Se ha puntualizado en el artículo 2 que las propiedades físicas de estos suelos residuales pueden resultar muy distintas de las que tienen los suelos transportados con características granulométricas y mineralógicas similares. Más aún, estas propiedades pueden variar dentro de distancias cortas, cualquiera sea su dirección, debido a una acción errática en grado de meteorización. Por ello, sobre la base de los resultados de perforaciones y ensayos resulta imposible predecir con algún grado de seguridad las consecuencias de un corte practicado en una ladera natural, los efectos que el escurrimiento del agua desde una fuente artificial pueden ejercer sobre dichos declives o bien el grado de estabilidad de taludes resultantes de una excavación. La mecánica del suelo solo provee el conocimiento necesario para la correcta interpretación de lo que pueda observarse en el terreno antes y durante la construcción para anticipar el comportamiento de los materiales de un modo general y para tomar toda la ventaja que proporciona el conocimiento de la existencia de precedentes.

A medida que pasa el tiempo, los taludes formados por la naturaleza en la roca, cualquiera sea su calidad, se achatan, proceso éste que no termina hasta que las pendientes adquieren inclinaciones que solo llegan a 15 en horizontal por cada 1 en vertical y aun menos. Este hecho indica que los productos de la descomposición de la roca se desplazan de manera más o menos continua y descienden hacia el fondo de la pendiente, donde se acumulan o son arrastrados por erosión. El desplazamiento se produce en la mayoría de los casos por fluencia plástica lenta, un movimiento imperceptible, a modo de glaciación, del material situado dentro del espesor de las

variaciones estacionales de humedad y temperatura. Existen, empero, algunos tipos de roca en los que dichos desplazamientos se producen por deslizamientos intermitentes, en cuyo caso la continuidad de las pendientes expuestas a experimentar deslizamientos es interrumpida por los restos de numerosas cicatrices de deslizamientos formando lo que se denomina una *topografía de deslizamientos*, de modo que este tipo de desplazamiento de desechos se revela con frecuencia a través de los detalles de la topografía.

Las características de los materiales residuales y el mecanismo del desplazamiento reflejan el tipo y las propiedades mecánicas de la roca subyacente meteorizada. Por ejemplo, en rocas solubles, como el calcáreo, existe comúnmente un límite muy brusco, aunque extremadamente despajeo, entre la roca intacta y el material completamente descompuesto, siendo de notar la ausencia total de zonas de transición. La roca descompuesta está formada con los minerales insolubles, comúnmente de grano muy fino, que constituyen la roca madre. El desplazamiento de estos desechos se produce exclusivamente por fluencia plástica lenta, y por debajo de la capa que fluye por este fenómeno el suelo residual suele poseer una considerable cohesión, de modo que se pueden efectuar cortes estables con taludes de hasta 1 horizontal: 5 vertical.

Por contraste, las transiciones graduales desde la roca descompuesta a la intacta son características de las rocas ígneas intrusivas, como el granito, y de las rocas con alto grado metamórfico, como el gneiss, que contienen un bajo porcentaje de constituyentes micáceos y un alto porcentaje de materiales químicamente inestables, como el feldespato. El desplazamiento de los desechos insolubles se produce, como para las rocas solubles, solo por fluencia plástica lenta. Las pendientes con una inclinación de 3 en vertical por cada 2 en horizontal no resultan de ninguna manera inusuales, aun en cortes profundos. Ocasionalmente se producen deslizamientos en puntos donde el talud corta a través de zonas cizalladas descompuestas o bien la orientación y la situación de las diaclasas mayores son especialmente desfavorables. Los lugares donde éstos se pueden producir raramente se conocen por anticipado y evitarlos reduciendo la inclinación de todo el talud resulta demasiado costoso. Por ello, en la mayoría de los casos resulta más económico cortar los taludes con inclinaciones tan fuertes como parece apropiado al material intacto y disponer un ancho adecuado en la base del corte para permitir la acumulación del material de los desprendimientos ocasionales sin que lleguen a obturar las zanjas de drenaje al pie del talud. El material así acumulado se limpia de tanto en tanto.

Los lugares con antiguos deslizamientos se identifican comúnmente por su topografía. En cuanto a los cortes que se practican en el material deslizado son siempre difíciles porque éste llegó al reposo tan pronto como el coeficiente de seguridad respecto a un mayor desplazamiento se hizo igual a uno. Si las situaciones de este tipo no pueden evitarse, la construcción debe ir precedida de un drenaje radical y permanente.

Dentro de la zona de meteorización de rocas de tipo insoluble no resulta de ninguna manera inusual que el coeficiente de permeabilidad de la roca descompuesta aumente de valores muy pequeños cerca de la superficie a



vaso llegó a cota 396, los pilares submurados volvieron a ceder y otros acompañaron también este movimiento. Asimismo apareció un pequeño ojo de agua a cota 330, a una distancia de 240 m de la cresta de la loma. Cuando el nivel del embalse llegó a cota 414 se produjeron nuevos afloramientos de agua por encima de cota 330, y toda la parte inferior del talud, entre los conductos de presión a nivel 375 y el ojo de agua a cota 330, se desplazó hacia abajo a lo largo de una superficie cercana al límite superior de la roca sana. No obstante, los taludes casi verticales de corte a media ladera y la fuerte pendiente superior aparentemente no se movieron.

A medida que subió el nivel del embalse, también se levantaron los niveles piezométricos en la capa permeable de contacto con la zona descompuesta (fig. 49.9). La secuencia de los fenómenos descritos en el párrafo precedente indica que las presiones hidrostáticas en la zona permeable aumentaron pendiente abajo y que el deslizamiento comenzó al pie del talud, aproximadamente a cota 330, donde la presión hidrostática superó primero el peso de la cubierta superior.

### **Taludes en "talus" o rocalla**

El término *talus* o *rocalla* se refiere a una agregación suelta de pedazos de roca que se acumulan al pie de un acantilado. La pendiente de la pila de rocalla se ubica comúnmente entre  $1\frac{1}{4}$  y  $1\frac{3}{4}$  horizontal a 1 vertical. Ordinariamente los taludes son estables y los deslizamientos se producen en su mayoría cuando se derrite la nieve y a veces durante periodos de fuertes lluvias. La naturaleza de los fragmentos no parece ser significativa. Después que se inicia el movimiento, el material saturado se precipita pendiente abajo como un rápido torrente trasportando fragmentos de hasta varios metros cúbicos en tamaño, arrastrando a su paso puentes y otros obstáculos, para desparramarse en abanico formando un cono de deyección en la boca del valle o al pie de la ladera. Estos deslizamientos, que se conocen como *aluviones de rocalla*, son comunes en las altas montañas de todas partes del mundo. En la ladera oeste de las montañas Wasatch de Utah todos los cañones contienen remanentes de por lo menos un aluvión de rocalla (Sharpe, 1938). Como los deslizamientos de este tipo se producen solo en pendientes pronunciadas, cualquiera sea la densidad relativa o las características petrográficas del "talus" es probable que sean causados exclusivamente por las presiones de filtración del agua que escurre a través de los mismos.

En los Alpes se ha observado que los aluviones de rocalla van comúnmente precedidos por el segado de los manantiales que emergen en las cercanías del aluvión. El fenómeno indica que se produce un temporario incremento en el volumen de poros del material antes de iniciarse el movimiento, el que es similar al aumento en relación de vacíos que experimenta una probeta de arena densa antes de su rotura por corte (artículo 15).

Dado que no se puede producir un deslizamiento de "talus" sin la abundante presencia de agua, es dable eliminar el peligro de que ocurran impidiendo su saturación temporaria. Se puede obtener esta seguridad instalando un dren profundo a lo largo del límite superior del área a ser prote-



llenas *Ad* y *Be* representan en la arena los niveles de la napa en épocas de sequía y en épocas muy lluviosas, las líneas punteadas *Ab* y *Bg* representan las alturas piezométricas respectivas del agua contenida en S-S durante las mismas épocas.

En la arcilla se ha excavado un desmonte con un talud *ab* y una profundidad *H*. Toda sección horizontal situada debajo del desmonte, incluyendo una por S-S, se halla sometida a tensiones tangenciales, ya que la arcilla tiende a desplazarse, tanto en sentido vertical como en el horizontal, por efecto de su propio peso. Si la presión del agua de los poros del suelo de la capa S-S es baja, como cuando el nivel piezométrico está dado por la línea *Ab*, la resistencia al corte a lo largo de S-S suele ser mucho mayor que la suma de las tensiones tangenciales. Cuando se produce esta situación, la estabilidad del talud depende solo de la cohesión *c* de la arcilla, y, para cualquier ángulo de talud menor de 53°, la altura crítica *H<sub>c</sub>* es igual a:

$$H_c = 5,52 \frac{c}{\gamma} \quad (49.1)$$

donde  $\gamma$  es el peso unitario de la arcilla (véase artículo 35). Esta fórmula es válida para el caso en que no haya una base firme a corta distancia del fondo del desmonte que dé lugar a un bajo factor de profundidad *n<sub>D</sub>* (figura 35.2), pues, en este caso, la altura crítica es aún mayor y aumenta al disminuir el ángulo del talud hasta alcanzar el valor  $9c/\gamma$  para taludes de 20°, como lo muestra la figura 35.3.

Pero si debido a lluvias prolongadas, o a que se derrite mucha nieve acumulada en la superficie del terreno situado encima del estrato de arena, los niveles piezométricos del estrato S-S suben a la posición *Bg*, aumentan también las presiones neutras *u<sub>w</sub>* en dicho estrato. Si *p* es la presión total que actúa sobre S-S, como la capa es prácticamente no cohesiva, su resistencia al corte viene determinada por la expresión:

$$s = (p - u_w) \operatorname{tg} \phi \quad (17.1)$$

Por lo tanto, el aumento de los niveles piezométricos lleva aparejada una disminución de la resistencia al corte de cualquier sección horizontal que pase por dicha capa. La condición límite se produce cuando la resistencia al corte promedio en S-S decrece hasta un valor igual a las tensiones tangenciales promedio en la misma, en cuyo instante el talud situado por encima de S-S rompe repentinamente, aun cuando posea todavía un coeficiente de seguridad adecuado con respecto al deslizamiento a lo largo de una superficie curva situada por encima o que corte la capa S-S.

La altura crítica del talud situado por encima de S-S nunca puede ser menor del valor que se obtiene suponiendo que la presión del agua de los poros, *u<sub>w</sub>*, es igual a *p* (fórmula 17.1), caso que lleva a admitir que la resistencia al corte a lo largo de S-S es igual a cero. Aceptadas estas hipótesis, el talud queda sujeto a las fuerzas indicadas en la figura 49.10b, que

representa un detalle en escala grande del desmonte de la figura 49.10a. Según la fórmula 28.10, el empuje sobre la sección vertical  $aa_1$  es:

$$P_A = \frac{1}{2}\gamma(H + H_1)^2 - 2c(H + H_1)$$

y, de acuerdo con la fórmula 28.17, el empuje pasivo sobre  $bb_1$  es:

$$P_P = \frac{1}{2}\gamma H_1^2 + 2cH_1$$

Si la resistencia al corte a lo largo de  $a_1b_1$  es igual a cero, el talud alcanza el estado límite de rotura inminente cuando  $P_A = P_P$ , es decir, cuando:

$$H = H_c = 4 \frac{c}{\gamma} \quad (49.2)$$

Este valor es aproximadamente igual a  $3.85 \frac{c}{\gamma}$ , el que, de acuerdo con la figura 35.3, es igual a la altura crítica de un talud vertical.

Así, pues, si la presión del agua en los poros puede llegar a ser suficientemente grande como para anular la fricción en la capita S-S, la altura crítica del talud situado encima de la misma se reduce a un valor apenas mayor que la altura crítica de un corte vertical, cualquiera sea el ángulo de inclinación del talud. Para taludes suaves, este efecto de subpresión puede originar una reducción de altura crítica de casi el 50 por ciento.

Durante los años excepcionalmente lluviosos, o cuando se derrite una capa de nieve de espesor inusual, el nivel de la napa sube en todas partes. Como consecuencia, disminuye la resistencia al corte de todas las capas acuíferas y se hace posible el deslizamiento de taludes que antes habían sido siempre estables. En 1915 se produjo un deslizamiento de un talud muy suave, de unos 12 metros de altura, situado dentro de los límites de la fábrica de cemento Knickerbocker en Claverack Creek, cerca de Hudson, N. Y. El talud estaba situado en arcilla laminar, consistente en capas alternadas de arcilla y de limo, de aproximadamente un centímetro de espesor cada una. De repente y sin provocación visible, el talud se desplazó en un frente de 360 metros y la superficie plana a su pie sufrió un levantamiento en una longitud de unos 90 metros. A su vez, en una longitud de unos 180 metros, el fondo del arroyo fue levantado por encima del nivel del terreno circundante, levantamiento que se produjo en forma tan rápida que los peces quedaron en seco, sobre las suaves lomas que tomaron el lugar que ocupaba anteriormente el arroyo. La central eléctrica de la fábrica fue destrozada y sus ocupantes muertos. Este deslizamiento fue uno de los muchos que se sabe ocurrieron en las arcillas laminares del valle del Hudson desde la época en que fue colonizado (Newland, 1916). La historia del valle indica bien claramente que los deslizamientos se producen con más frecuencia en intervalos de 20 a 25 años, en correspondencia con los años de máxima precipitación.

La diferencia entre los deslizamientos comunes, que se producen por deficiencia de cohesión en la arcilla, y los deslizamientos por extensión, se halla ilustrada en las figuras 49.11a y b. En contraste con los deslizamientos

tos del tipo *a*, los del tipo *b* se producen de repente. Es probable que ni siquiera vayan precedidos de movimientos perceptibles de la masa de suelo en proceso de sufrir un deslizamiento, pues la superficie débil no se halla situada dentro de la masa de arcilla, sino en la zona de separación entre ésta y su base. Además, la altura crítica de taludes en arcilla homogénea depende solo del ángulo del talud y de la cohesión media  $c$ , mientras que la altura crítica de taludes en arcilla situada encima de estratos o capitas de suelo no cohesivo depende en gran parte de la presión  $u_w$  del agua de los poros de las capas no cohesivas. A medida que esta subpresión aumenta, la altura crítica disminuye y se acerca al valor  $H_c$  (fórmula 49.2), cualquiera sea el ángulo del talud. Por ello, si la altura de un talud en arcilla con capitas acuíferas de arena o de limo es mayor que  $H_c$ , resulta imposible formarse una opinión segura con respecto al coeficiente de seguridad del talud al deslizamiento sin conocer el valor de la subpresión  $u_w$ .

El máximo valor posible de la subpresión  $u_w$  del agua de las capitas acuíferas puede estimarse en forma aproximada estudiando la geología y la fisiografía general de la región en que está situado el talud. Solo con observaciones en el terreno, por medio de piezómetros, puede determinarse el valor real de esta subpresión, sin que sea posible hacerlo por cálculos teóricos ni tampoco basándose en ensayos de laboratorio. Por ello, si se concibe la existencia de condiciones que hagan posible un deslizamiento del tipo *b* (fig. 49.11), el ingeniero debe reflexionar sobre cuáles serían las consecuencias prácticas del mismo. Si éste solo originara una interrupción del tránsito, por ejemplo, puede resultar justificable la ejecución de la obra sin tomar precaución alguna, en pleno conocimiento de que se puede llegar a producir un deslizamiento, a los pocos años o después de décadas de

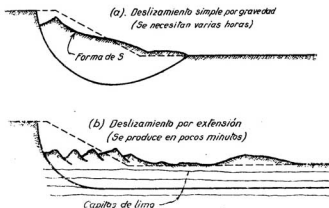


Fig. 49.11. Corte a través de un deslizamiento típico en arcilla laminar. (a) Cuando la presión en el agua de los poros de las capas de limo no tiene importancia; (b) cuando la presión en el agua de los poros de las capas de limo es casi igual al peso de la tapada.

construido el talud. Si, por el contrario, un deslizamiento puede involucrar pérdidas de vidas o bien de bienes valiosos, es imperativa la instalación de dispositivos para medir periódicamente la subpresión. Toda vez que los cálculos de estabilidad basados en los resultados de la presión medida en los dispositivos indiquen que el margen de seguridad del talud se hace muy pequeño, la buena ingeniería requiere que el peligro sea eliminado instalando drenes a fin de mantener la subpresión del agua de las capas acuíferas dentro de los límites que fija la seguridad.

### ***Resumen de problemas y procedimientos***

El grado de habilidad ingenieril que se necesita para resolver los problemas que plantea el trazado de un camino, o de un ferrocarril, que requiere la construcción de desmontes, depende en gran parte de la naturaleza del terreno. El proyecto y la construcción de desmontes en terreno favorable están bastante normalizados, pero si la obra pasa por terreno difícil, para resolver con eficacia los problemas que surgen, el ingeniero debe poseer la más alta capacidad. Esto se debe en parte a la infinita variedad de combinaciones de suelos y condiciones hidráulicas que pueden dar origen al peligro de deslizamiento, y en parte al hecho de que consideraciones económicas exigen con frecuencia sacrificar en forma radical los coeficientes de seguridad corrientes. El ingeniero que hace el estudio debe ser capaz de identificar, en función del aspecto del terreno y de alguna que otra perforación, si el terreno es favorable, desfavorable, o muy desfavorable. Debe también ser capaz de prever cuáles serán las peores dificultades constructivas que pueden presentarse en cada lugar y estimar los costos y plazos de construcción que corresponderán en cada caso.

Si el terreno desfavorable no puede evitarse, el ingeniero debe ejecutar sucesivamente las siguientes operaciones:

- (a) Situar los lugares más críticos y estudiarlos con muestras y ensayos.
- (b) Elegir los ángulos de los taludes en función de un balance razonable entre los requerimientos de la economía y los de la seguridad.
- (c) Proyectar los sistemas de drenaje en caso de ser necesarios.
- (d) Preparar el programa de las observaciones que deberán efectuarse durante la construcción, para eliminar tanto las dudas existentes sobre la naturaleza del lugar como los peligros de accidentes.
- (e) Estabilizar con la mayor rapidez y el menor gasto aquellos taludes que empiecen a moverse.

En todos los apartados de este artículo se ha puesto en claro que no se pueden establecer reglas fáciles y rápidas para ejecutar ninguna de estas tareas. La teoría de la estabilidad de taludes, dada en el artículo 35, puede utilizarse con provecho únicamente en aquellas raras instancias en que debe efectuarse un desmonte en una masa bastante homogénea de arcilla blanda o medianamente compacta. Cuando se trata de otros suelos, o de combinaciones de suelos, el ingeniero, para resolver el problema, solo puede contar con su capacidad natural para descubrir los factores que determinan la

estabilidad del depósito en consideración, con su habilidad para imaginar las derivaciones que las incertidumbres aún remanentes mientras ejecuta su proyecto tendrán en la estabilidad, y con su ingenio para proveer medios que eliminen dichas incertidumbres a medida que se construye el desmonte.

El desarrollo de estos atributos vitales requiere algún conocimiento de geología y una familiarización completa con las leyes que gobiernan la acción mutua entre el agua y los distintos tipos de suelo. Estas leyes se han descrito en la parte I de este libro, pero su conocimiento debe ir aparejado con una gran experiencia en cuanto concierne a la ejecución de desmontes y a la predicción de deslizamientos. Como la experiencia personal solo puede proveer parte de este conocimiento, la experiencia descrita en las publicaciones relativas a estos temas tiene también mucha importancia.

#### Lecturas seleccionadas

Numerosas publicaciones describen en detalle los deslizamientos de suelo, estudian sus mecanismos y analizan las correcciones a tomar. Entre las más útiles se hallan:

Ladd, G. E. (1935). "Landslides, subsidences and rock-falls", *Proceedings of the American Roadway Engineering Association*, 36, págs. 1091-1162.

Sharpe, C. F. S. (1938). *Landslides and related phenomena*. Nueva York, Columbia University Press. La clasificación de los deslizamientos de suelo no es apta para los propósitos de la ingeniería civil, pero la descripción de los fenómenos es de valor.

Terzaghi, K. (1950). "Mechanism of landslides", *Geological Society of America, "Engineering Geology", Berkeley Volume*, págs. 83-123. Publicado también en "From theory to practice in soil mechanics", Nueva York, John Wiley & Sons, 1960, págs. 202-245.

HRB (1958). "*Landslides and engineering practice*", Comité sobre la investigación de deslizamientos, *Highway Research Board Special Report*, 29, pág. 232.

Entre muchos otros excelentes artículos que tratan sobre un deslizamiento en particular, se han elegido los que se mencionan a continuación como representativos de una amplia gama de condiciones distintas.

Newland, D. H. (1916). "Landslides in unconsolidated sediments", *State Museum Bulletin de Nueva York*, 187, págs. 79-105. Deslizamientos de arcillas laminadas en el río Hudson.

Close, U. y E. McCormick (1922). "Where the mountains walked", *Natural Geological Magazine*, 41, págs. 445-464. Aluviones de loess en China.

Bjerrum, L. (1955). "Stability of natural slopes in quick clay", *Geotechnique*, 5, N° 1, págs. 101-119.

Skempton, A. W. y D. J. Henkel (1955). "A landslide at Jackfield, Shropshire, in a heavily overconsolidated clay", *Geotechnique*, 5, N° 2, págs. 131-137. El mecanismo ha sido interpretado nuevamente en Skempton, A. W. (1964) "Long-term stability of clay slopes", *Geotechnique*, 14, N° 2, págs. 77-101.

Deere, D. U. (1957). "Seepage and stability problems in deep cuts in residual soils, Charlotte, N. C.", *Proceedings de la American Roadway Engineering Association*, 58, págs. 738-845. Fallas causadas por erosión superficial y subsuperficial con presencia de fisuras.

Gould, J. P. (1960). "A study of shear failure in certain Tertiary marine sediments", *Proceedings de la Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, de la ASCE*, págs. 615-641. Deslizamientos a lo largo de la zona costera cerca de Los Angeles, California.

Terzaghi, K. (1960b). "Memorandum concerning landslide on slope adjacent to power plant, South America", en "From theory to practice in soil mechanics", Nueva York, John Wiley & Sons, págs. 410-415. Detalles de las investigaciones efectuadas para controlar los movimientos de taludes en suelos residuales afectados por la acción de clima tropical.

Kjaernsli, B. y N. Simons (1962). "Stability investigations of the north bank of the Drammen river", *Geotechnique*, 12, N° 2, págs. 147-167. Deslizamiento circular en arcillas blandas limosas.

## ART. 50 COMPACTACIÓN DE SUELOS

### *Propósitos y métodos de la compactación de suelos*

El artículo precedente trató de la estabilidad de masas de suelos en su estado natural. Si se excavan tales masas de suelos y se redepositan sin tomar un cuidado especial, la porosidad, permeabilidad y compresibilidad de los mismos aumenta, mientras que su capacidad para resistir la erosión interna por efecto de venas de agua disminuye grandemente. Por ello, hasta en la antigüedad, se acostumbraba compactar los terraplenes que debían actuar como diques o malecones. No se hacían, sin embargo, esfuerzos especiales para compactar los terraplenes viales, pues las calzadas eran suficientemente flexibles como para no ser dañadas por un asentamiento. Hasta hace poco, los terraplenes para líneas ferroviarias eran también contruidos echando tierra suelta, que luego se dejaba asentar bajo su propio peso durante varios años antes de colocar un balasto de alta calidad.

El asentamiento de los terraplenes sin compactación no trajo inconvenientes serios hasta que, después de iniciado el siglo veinte, hizo su aparición el automóvil y, con su rápido desarrollo, creó una demanda creciente de caminos pavimentados. Poco tiempo después se hizo evidente que los caminos de hormigón contruidos sobre terraplenes no compactados se rompían con cierta facilidad, y que los pavimentos flexibles de tipo superior tenían la tendencia a desnivelarse en exceso. La necesidad de evitar estos inconvenientes fomentó el desarrollo de métodos de compactación que fuesen a la vez eficientes y económicos. Por su parte, un aumento simultáneo en la construcción de diques de tierra proveyó un incentivo adicional, que coadyuvó también a la concreción de dichos métodos de compactación.

Las investigaciones que se realizaron demostraron que ningún método de compactación es igualmente adecuado para todos los tipos de suelos. Además, el grado de compactación que alcanza un suelo dado, sometido a un procedimiento de compactación también dado, depende en gran parte del contenido de humedad del suelo. La compactación máxima se obtiene para un cierto contenido de humedad conocido como *contenido óptimo de humedad*, mientras que el procedimiento utilizado para mantener, durante la compactación, la humedad del terraplén cerca de la óptima, se conoce como *control de humedad*.

En la actualidad, aún se tiene un conocimiento muy imperfecto acerca de las relaciones que existen entre el contenido de humedad en el momento en que se construye el terraplén, el grado de compactación y la forma como cambian las características físicas del mismo durante su período de servicio. Los cambios de resistencia, rigidez y permeabilidad que el terraplén sufre con el tiempo y con las variaciones en su contenido de humedad, merecen mucha más atención de la recibida hasta el presente. De aquí que en lo

que resta de este artículo casi no se trate de las propiedades de los suelos compactados y solo se describan los procedimientos constructivos.

En lo que sigue, los métodos corrientes de compactación de terraplenes artificiales se dividen en tres grupos: los adecuados para suelos no cohesivos, los adecuados para suelos arenosos o limosos con cohesión moderada y los adecuados para arcillas. Finalmente, se tratan los métodos para compactar masas naturales de suelos en su lugar de origen.

### ***Compactación de suelos no cohesivos***

Los métodos para compactar arena y grava, colocados en orden de decreciente eficiencia son: vibración, mojado y rodamiento. En la práctica, se han utilizado también combinaciones de estos métodos.

Las vibraciones pueden producirse de una manera primitiva apisonando con pisones a mano, o con pisones neumáticos, o bien dejando caer un peso grande desde cierta altura; un metro, por ejemplo. Empero, la compactación alcanzada con estos procedimientos es muy variable, pues depende en gran parte de la frecuencia de las vibraciones (véase artículo 19). Los mejores resultados se obtienen con máquinas que vibran a una frecuencia  $f_1$  cercana a la de resonancia del conjunto suelo-vibrador. Cuando  $f_1$  es aproximadamente igual a  $f_0$ , la disminución de volumen o asentamiento es 20 a 40 veces mayor que la que produce una fuerza estática equivalente a la pulsátil.

Por medio de rodillos de 5 a 15 t, equipados con vibradores que operan a frecuencias comprendidas entre 1100 y 1500 pulsos por minuto, se ha obtenido la compactación efectiva de arena gruesa, grava y de enrocado de piedra partida con partículas de tamaños comparables (Bertram, 1963). El material se desparrama en capas de 30 a 40 cm de espesor, habiéndose obtenido en algunas obras una compactación adecuada de capas de espesor mayor, aun cuando en estos casos es difícil evitar la segregación durante el desparramo del material. El tamaño máximo de las partículas está limitado únicamente por el espesor de las capas. Entre 2 a 4 pasadas de tales rodillos tirados a una velocidad que no exceda de alrededor de 3 km por hora suele resultar adecuada para alcanzar un alto grado de compactación. No es necesario un control en el contenido de humedad. Tal tipo de materiales han sido también compactados por medio de rodillos neumáticos tirados por tractores Diesel montados sobre cubiertas pesadas. Durante el proceso de compactación se puede agregar agua. Mucha de la compactación que se obtiene en estas condiciones deriva de la producida por el tractor más bien que por el rodillo. Se necesitan normalmente entre 6 y 8 pasadas del equipo sobre un mismo lugar para obtener un grado satisfactorio de compactación, siempre y cuando el material sea depositado en capas de un espesor no mayor de 30 cm.

Cuando se trata de compactar áreas limitadas, pueden resultar adecuados los compactadores manuales mecánicos o los operados a motor. El peso de estos compactadores varía entre varios cientos de kilogramos a varias toneladas y la fuerza pulsante que entregan al terreno, a una fre-

cuencia aproximada a la de resonancia del compactador y el suelo, se trasfiere a través de una chapa plana o de un rodillo. El espesor de las capas que pueden compactarse efectivamente varía entre 10 y 20 cm.

La compactación con agua se fundamenta en el hecho de que la presión de filtración del agua que escurre hacia abajo rompe los grupos de granos inestables y la inundación temporaria elimina, por lo menos brevemente, las fuerzas capilares. Es mucho menos efectivo que la compactación por vibración. Para compactar terraplenes de caminos se han utilizado dos métodos de mojado. En uno de ellos, se amontona la arena en caballetes a ambos lados del camino y luego se arrastra el suelo hacia el centro con chorros de agua, con una presión de 4 a 5 kg/cm<sup>2</sup>, formándose de este modo un depósito que tiene algo de las características de un dique construido por refulado. En el segundo método, la superficie del camino se inunda de agua, la que filtra hacia abajo por la arena ya colocada y escapa por el pie del terraplén. Ambos métodos requieren aproximadamente 1,5 metros cúbicos de agua por metro cúbico de arena. Comparando la porosidad de los terraplenes antes y después del tratamiento, se ha comprobado que el grado de compactación que se obtiene con cualquiera de estos métodos es relativamente bajo (Loos, 1936). Por ello, esta práctica debe ser desalentada.

Los rodillos no vibrantes son relativamente inefectivos para compactar suelos no cohesivos, obteniéndose los mejores resultados cuando la arena está prácticamente saturada. No obstante, en arena limpia, el agua se escurre rápidamente y puede no resultar practicable mantener el material en un estado de saturación.

### ***Compactación de suelos arenosos o limosos con cohesión moderada***

A medida que aumenta la cohesión, disminuye rápidamente la eficacia de las vibraciones como medio de compactación, pues por pequeña que sea la adherencia entre partículas, ésta interfiere con su tendencia a desplazarse a posiciones más estables. Además, la baja permeabilidad de estos suelos hace inefectiva la inundación con agua. En cambio, la compactación por capas utilizando rodillos ha dado muy buenos resultados. Hay dos tipos de rodillos en uso general: neumáticos y patas de cabra. Los rodillos neumáticos se adaptan mejor para compactar los suelos arenosos ligeramente cohesivos, los suelos compuestos cuyas partículas se extienden desde el tamaño de las gravas a la del limo y los suelos limosos no plásticos. Los rodillos patas de cabra tienen su máxima eficacia con los suelos plásticos.

Los rodillos neumáticos consisten usualmente en una chata soportada por una única fila de 4 ruedas equipadas con neumáticos inflados a presiones que oscilan entre 50 y 125 libras por pulgada cuadrada (3,5 a 9 kg/cm<sup>2</sup>). Las ruedas están montadas en tal forma que el peso que se trasmite desde la chata se distribuye uniformemente entre las mismas, aun cuando la superficie del terreno no esté nivelada. Los terraplenes para edificios se compactan normalmente en capas que tienen un espesor terminado que varía entre 15 y 30 cm con rodillos de 25 t y presiones de inflado de las cubiertas comparativamente bajas. Para terraplenes de otro tipo y para presas de

embalse es práctica usual utilizar rodillos de 50 t con presiones de inflado de las cubiertas mucho más altas y capas de espesor compactado que varía entre 15 y 30 cm, aun cuando a veces se utilizan rodillos de 100 t variando en este caso el espesor de la capa compactada entre 30 y 45 cm. Se requieren usualmente de 4 a 6 pasadas para alcanzar la compactación requerida. En obras grandes donde se presentan materiales inusuales, el número de pasadas debe determinarse por medio de ensayos de compactación en el terreno al iniciar los trabajos.

La superficie cilíndrica de los rodillos patas de cabra viene provista de salientes prismáticos, o patas, con una frecuencia de 1 por cada 700 cm<sup>2</sup> de superficie cilíndrica del rodillo. Los rodillos que se usan comúnmente en la construcción de presas de tierra tienen un diámetro de 1,50 y una longitud de aproximadamente 2 m. Cargados pesan alrededor de 15 t. Las salientes tienen una longitud mínima de 23 cm y una superficie que varía entre 30 y 100 cm<sup>2</sup>. Según el tamaño del pie, la presión de contacto varía entre aproximadamente 20 y 40 kg/cm<sup>2</sup>\*. En terraplenes de caminos se utilizan rodillos algo menores y menos pesados. Con el equipo ordinario, el espesor de las capas después de compactadas no debe exceder de unos 15 cm. El número requerido de pasadas debe ser determinado en el terreno por medio de ensayos realizados con pequeños terraplenes experimentales. Se obtiene generalmente la compactación satisfactoria después de 6 pasadas de rodillo (Turnbull y Shockley, 1958).

Cualquiera sea el tipo de equipo de compactación disponible y el grado de cohesión del suelo, la eficacia del procedimiento de compactación depende en gran medida del contenido de humedad del suelo. Esto es especialmente verdad para los suelos finos y uniformes de muy baja plasticidad pues, a menos que su contenido de humedad sea casi exactamente igual al óptimo, no pueden compactarse de ninguna manera.

Si se construye un terraplén de ensayo con suelo de propiedades uniformes bajo condiciones de un cuidadoso control en el terreno, y si el espesor de las capas, el tipo de compactación y el número de pasadas se mantienen todas constantes, se descubre que la efectividad de la compactación depende solo del contenido de humedad del suelo de la capa durante la compactación. La efectividad de la compactación se mide por el peso de los sólidos por unidad de volumen, es decir, por lo que se conoce como *densidad seca*. La

\* La forma de la pata y la superficie de apoyo más adecuadas dependen del tipo de suelo. Hay una tendencia hacia el uso de patas tronco piramidales que evitan el arado del suelo a su paso. La superficie de apoyo más efectiva es en cierta medida función de la plasticidad y constitución granulométrica del suelo. En suelos uniformes finos, cuanto más limoso y menos plástico el suelo, mayor es la superficie de la pata a usar, dentro de los límites señalados en el texto.

Se están usando también con buen resultado rodillos pata de cabra vibrantes y rodillos lisos vibrantes, similares a los utilizados para compactar arena. Con rodillos lisos de un peso de unas 8 t/m de longitud y una frecuencia de unas 1200 vibraciones por minuto en 6 a 8 pasadas se compactan capas de hasta 30 y 40 centímetros de espesor. En estos casos, tanto para los rodillos pata de cabra como para los lisos, la acción principal de las vibraciones es la de aumentar el efecto gravitacional del peso del rodillo. (N. del T.)

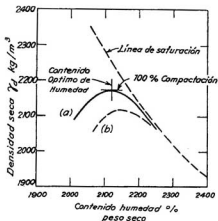


Fig. 50.1. Relación entre densidad seca y humedad de compactación para un suelo determinado (a) con un procedimiento determinado de compactación utilizando un rodillo dado; (b) con idéntico procedimiento de compactación, pero usando un rodillo más liviano. Ambas curvas se acercan a la línea de saturación que representa dicha relación para un suelo completamente saturado.

relación entre densidad seca y contenido de humedad de compactación tiene la forma característica que muestra la curva llena de la figura 50.1. Para las condiciones del ensayo, la densidad seca que corresponde a la cima de la curva se conoce como *máxima densidad seca* o *densidad seca para el 100 % de compactación*, y el correspondiente contenido de humedad se designa como el *contenido óptimo de humedad*. Ninguna de estas cantidades es una propiedad del suelo en sí mismo. Si, por ejemplo, todas las condiciones se mantienen inalteradas menos el peso del rodillo y se utiliza uno más liviano, el valor de la máxima densidad seca, como lo indica la curva b), es menor y el contenido óptimo de humedad mayor que para un rodillo más pesado. Un incremento en el número de pasadas de un rodillo liviano puede aumentar la máxima densidad seca pero, aun cuando se pudiese alcanzar un valor comparable al de la curva a), es casi seguro que el contenido óptimo de humedad que corresponde al nuevo valor de  $\gamma_{d \text{ max.}}$  resultará mayor que el obtenido para un rodillo más pesado.

Cambios similares en las relaciones humedad-densidad para un suelo dado acompañan la variación en espesor de las capas y el tipo o peso del equipo de compactación. Por tanto, el término 100 % de compactación o *contenido óptimo de humedad* para un suelo dado tiene significación específica solo en relación con un determinado procedimiento de compactación. No obstante, para cualquier material potencial de préstamo es esencial conocer, antes de iniciar la construcción, si para el procedimiento de compactación que se piensa especificar el contenido de humedad en el terreno es excesivo o deficiente con respecto al valor óptimo que corresponde a

dicho procedimiento. Más aún, durante la colocación de un terraplén, el ingeniero debe tener los medios para determinar si la compactación especificada se está alcanzando adecuadamente, aun cuando las características del material de préstamo cambie de tiempo en tiempo. Estos requerimientos han conducido al desarrollo de los ensayos de compactación de laboratorio.

El propósito de todo ensayo de compactación de laboratorio es determinar una curva humedad-densidad comparable a la que le corresponde al mismo material cuando se compacta en el terreno por medio del equipo y procedimiento que se pretende utilizar. Los métodos más corrientes para este propósito se han derivado de uno desarrollado por el Departamento de Caminos de California en los primeros años de la década de 1930, cuando el equipo de compactación que se utilizaba era de un peso relativamente bajo. De acuerdo con este procedimiento, conocido como el ensayo Proctor normal (Proctor 1933, ASTM D-698-58T), se seca y pulveriza una muestra de suelo, la que se separa en dos fracciones pasándola por el tamiz N° 4. Unos 3 kg de la fracción que pasa se humedecen con una pequeña cantidad de agua y se mezclan cuidadosamente para producir una parte húmeda que se apisona en tres capas iguales dentro de un recipiente cilíndrico de dimensiones especificadas. Cada capa se compacta con 25 golpes de un pisón normalizado que se deja caer desde una altura de 30 cm. Una vez llenado el cilindro, se enrasa el suelo con su borde superior y se determina: el peso total del suelo y su contenido de humedad. Con estos datos se puede calcular el peso del suelo seco contenido en la unidad de volumen, es decir, la densidad seca. De una forma similar se determina la densidad seca para mezclas compactadas con humedad creciente hasta que aquélla disminuya con el aumento de la humedad. Se dibuja entonces una curva que muestra la relación entre la densidad seca y el contenido de humedad. El contenido óptimo de humedad, según el ensayo normalizado de Proctor, es el valor de la humedad que produce la máxima densidad seca.

Debido a la influencia que el método de compactación ejerce sobre la curva de humedad-densidad, no se puede esperar de ningún ensayo normalizado, incluido el ensayo de Proctor, que conduzca a resultados de validez general. Solo se puede obtener información concluyente con respecto al contenido óptimo de humedad realizando ensayos a escala natural en el terreno con el equipo de compactación que se va a utilizar en la obra.

Por algún tiempo se han estado realizando esfuerzos para desarrollar en el laboratorio métodos de ensayo que imiten los tipos más corrientes de equipos de compactación en una forma más real que la que resulta del ensayo Proctor normal. Estos esfuerzos han conducido a varias modificaciones del procedimiento original. Para el equipo pesado de uso actual, en particular en la construcción de diques de tierra o de playas de estacionamiento y accesos a las pistas para aviones pesados, el ensayo Proctor modificado (ASTM D-1557-58T) suele resultar más apropiado. Varios tipos de compactadores por amasado (Johnson y Sallberg, 1962) conducen a curvas humedad-densidad más realistas, pero hasta ahora estos ensayos no tienen una aceptación amplia.

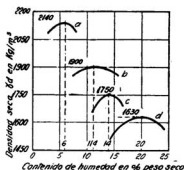


Fig. 50.2. Curvas típicas humedad-densidad para distintos suelos. (a) Arena bien graduada con pequeño porcentaje de arcilla; (b) arcilla de baja plasticidad; (c) limo inorgánico no plástico; (d) arcilla de alta plasticidad.

La figura 50.2 muestra curvas típicas humedad-densidad para varios suelos, las que fueron obtenidas por el método de Proctor normalizado. La curva *a* representa relación humedad-densidad para una mezcla de arena-arcilla, la *b* para un suelo arcilloso con baja plasticidad, la *c* para un limo uniforme de baja compresibilidad y la *d* para una arcilla de alta plasticidad.

Si el contenido de humedad del suelo en el terreno es mayor que el óptimo, debe permitirse que se seque en el lugar de su almacenamiento, o bien proceder a su desparramo para este efecto. Si dicho contenido es menor, el agua debe agregarse en el propio préstamo o por aspersión antes de iniciar su compactación\*. Con un cuidado razonable resulta generalmente posible mantener el contenido de humedad dentro del 2 ó 3 % del valor óptimo. Sin embargo, para suelos uniformes no plásticos ligeramente cohesivos se necesita un acercamiento mayor al contenido óptimo de humedad.

El peso unitario y el contenido de humedad del suelo se controlan en el terreno por muestreo y ensayo rutinario. Para determinar el peso unitario se excava en el suelo compactado un hoyo que tenga por lo menos un volumen de 150 cm<sup>3</sup> y el material excavado se guarda cuidadosamente y se pesa antes que pierda humedad por evaporación. El volumen del material excavado se puede medir por medio de varios métodos. Uno de los procedimientos más antiguos y más usados consiste en medir el volumen llenando el hoyo con arena seca en estado suelto después que el peso unitario de la arena en este estado se ha establecido previamente. La arena se vuelca desde un recipiente que es pesado antes y después de llenar el hoyo. De

\* La tendencia actual, en particular para presas de tierra, es exigir la humectación en préstamo, pues, en general, es ésta la única manera de obtener una distribución uniforme de humedad en el material que asegure un producto compactado con características también uniformes. Raramente la humectación por aspersión en el terraplén arroja resultados similares. (N. del T.).

acuerdo con el segundo procedimiento, se coloca un globo de goma debajo de una cubierta horizontal y se lo fuerza por medio de inyección de agua a acomodarse a la forma que tiene el hoyo. El volumen del hoyo se determina midiendo el volumen de agua inyectada. Se puede obtener rápidamente un valor aproximado del contenido de humedad determinando la pérdida de peso por secado de la muestra colocada en una bandeja que se calienta con la interposición de una chapa. De cualquier modo, después de haber adquirido una experiencia moderada en un trabajo dado, un inspector puede normalmente estimar el contenido de humedad con bastante exactitud a través de la apariencia y la textura del material. Si el material que va a ser usado para un terraplén es bastante variable en características, o si el trabajo está situado en una región sujeta a frecuentes lluvias, la exigencia de ajustarse a determinados requerimientos en el contenido de humedad puede aumentar considerablemente el costo de la construcción del terraplén.

El contenido de humedad al cual se compacta un suelo tiene cierto efecto sobre las propiedades físicas del material obtenido, incluyendo la permeabilidad. La experiencia indica que el aumento en contenido inicial de humedad a partir de un valor algo menor que el óptimo hasta alcanzar un valor algo mayor puede causar una gran disminución en el coeficiente de permeabilidad. La disminución parece incrementarse a medida que lo hace el contenido de arcilla del suelo. Tratándose del material del núcleo del dique Mud Mountain, que contenía hasta 3 % de arcilla con un alto contenido de montmorinolita, se observó que un aumento de humedad que variaba del 2 % por debajo del óptimo al 2 % por encima, disminuía el coeficiente de permeabilidad en unas 10.000 veces (Cary et al., 1943). Una influencia de esta magnitud es probablemente una rara excepción, pero aún efectos de menor importancia merecen ser considerados.

### ***Compactación de arcillas***

Si el contenido natural de humedad de una arcilla en el préstamo no está próximo al óptimo, puede resultar muy difícil llevarlo a dicho valor óptimo, sobre todo si el contenido natural de humedad es demasiado alto. Por ello, el contratista puede verse obligado a utilizar la arcilla con un contenido de humedad no muy diferente del que tiene en la naturaleza.

Las excavadoras extraen el material de los préstamos en pedazos o terrones. Ahora bien, un terrón o trozo individual de arcilla no puede compactarse con ninguno de los procedimientos mencionados previamente, pues tanto las vibraciones como las presiones de corta duración solo producen un cambio insignificante en su contenido de humedad. Los rodillos pata de cabra son, sin embargo, efectivos para reducir el tamaño de los espacios abiertos existentes entre los terrones. Se obtienen los mejores resultados cuando el contenido de humedad es ligeramente superior al límite plástico. Si es mucho mayor, la arcilla tiene tendencia a pegarse al rodillo, o bien éste a hundirse en el terreno. Si es mucho menor, los terrones no se deforman y los espacios quedan abiertos.

### ***Compactación de masas naturales de suelo y de terraplenes existentes***

Los estratos naturales y los terraplenes existentes no pueden compactarse en capas, hecho que excluye la aplicación de la mayoría de los métodos descritos previamente, ya que, para ser efectivo, el agente compactador debe actuar en el interior de la masa de suelo. El método de compactación más adecuado para una obra dada debe seleccionarse en función de la naturaleza del suelo.

La forma más efectiva para compactar arena no cohesiva es por vibración. El método más simple para producir vibraciones a mucha profundidad consiste en hincar pilotes. Cuando se hincan pilotes en arena suelta, la superficie del terreno situado entre pilotes comúnmente se asienta, a pesar de la disminución de volumen producida por el desplazamiento de la arena por los pilotes. En un caso, la hincada de pilotes moldeados in situ, de 14 metros de longitud, distanciados 0,90 metros de eje a eje, produjo, en arena suelta bajo agua, un asentamiento de la superficie que alcanzó hasta 0,90 metros, a pesar de que el volumen de los pilotes era equivalente a una capa de 0,30 metros de espesor. La hincada de los pilotes redujo la porosidad de la arena de 44 a 38 por ciento, aproximadamente.

Los depósitos espesos de arena pueden también ser compactados por *vibroflotación* (Steuermann, 1939; D'Appolonia, 1953). El instrumento que produce la compactación consiste en un vibrador combinado con un dispositivo que inyecta agua en la masa de arena que lo rodea. Primero se introduce por inyección el vibrador dentro de la arena hasta la profundidad a que se desea compactar el estrato, y luego se lo levanta nuevamente. La compactación se produce al levantar el vibroflotador, merced al efecto combinado de las vibraciones y de los inyectores de agua. La operación compacta, con un costo moderado, la arena situada dentro de un espacio cilíndrico de un diámetro comprendido entre 2,50 y 3,00 metros. El método da muy buenos resultados en arena limpia, pero si el material contiene limo o arcilla, su eficacia disminuye notablemente.

Se ha obtenido también la compactación satisfactoria de gruesos estratos de arena muy suelta haciendo estallar pequeñas cargas de dinamita en muchos puntos del interior de su masa. Los requisitos previos para que este método dé buenos resultados son los mismos que se indicaron para el proceso de vibroflotación. En uno de estos estratos, que se extendía desde la superficie hasta una profundidad que variaba entre 4,50 y 9,00 metros, se hicieron estallar cargas de 3.600 gramos, de un explosivo que contenía 60 por ciento de dinamita, colocadas a una profundidad de 4,50 metros. Las vibraciones producidas por las explosiones redujeron la porosidad de la arena desde su valor original del 50 por ciento al 43 por ciento (Lyman, 1942).

En el dique Karnafuli se llenó un gran pozo provocado por la socavación que tenía un volumen de aproximadamente 50.000 m<sup>3</sup>, volcando dentro del

agua una arena limpia uniforme ( $D_{10} = 0,18$  mm,  $U = 2$ ) y compactando la arena por una serie de cargas explosivas, usualmente cada una de 3,6 kg, colocadas a profundidades de 4,50 m, 10 m y 15 m debajo de la superficie de la arena. Los agujeros se espaciaron 6 m en sentido horizontal. Las cargas inferiores fueron disparadas primero y seguidas, a intervalos de 4 horas, por las cargas intermedias y las superiores. Luego se instaló una cuarta serie que se disparó a una profundidad de 7,50 m. La porosidad de la arena se redujo del 47 al 41 %, aproximadamente (Hall, 1962).

Los suelos arenosos con alguna cohesión y los terraplenes existentes cohesivos también pueden compactarse hincando pilotes. La compactación de estos suelos no es, sin embargo, causada por las vibraciones producidas por la hincia, sino por presión estática, la que reduce el tamaño de los espacios vacíos. Si el suelo está situado por encima de la napa y los vacíos están en gran parte llenos de aire, el efecto de compactación producido por la hincia de pilotes es en general muy satisfactorio, pero si el suelo está situado debajo de la napa, dicho efecto disminuye rápidamente a medida que también disminuye la permeabilidad del material. Para facilitar la expulsión del agua se pueden instalar drenes de grava. Así, por ejemplo, para compactar un relleno suelto de marga, colocado dentro de las células de un "cofferdam" de tablestacas (Fitz Hugh et al., 1947), se utilizó con buenos resultados el siguiente procedimiento: se hincaron en el relleno caños de acero de 30 centímetros de diámetro, cuyos extremos inferiores se hallaban cerrados por discos de acero, dispuestos en forma tal que pudieran desprenderse fácilmente de los caños y quedasen en el terreno cuando éstos se retiraban. Cada caño se hincaba hasta la base de la marga, se llenaba con una mezcla de grava y arena, y se lo cerraba con una capa hermética. El caño era luego extraído inyectando aire dentro del mismo a una presión de 1,5 a 2 kg/cm<sup>2</sup>. La presión del aire mantenía el suelo blando en su posición, impidiendo que éste ocupase el lugar dejado por el caño antes que la grava. La consolidación del suelo circundante se aceleró extrayendo por bombeo agua de los drenes.

Los suelos compresibles, como las arcillas blandas, los limos sueltos y la mayoría de los suelos orgánicos, pueden también compactarse por *precarga*. La zona a ser tratada se cubre con un terraplén que trasmite un peso unitario suficientemente alto como para consolidar el suelo en una magnitud que aumente su resistencia y reduzca su compresibilidad a los límites requeridos dentro del tiempo disponible para la operación de precarga. Los suelos limosos que contienen lentes o capas de arena suelen consolidarse con la misma rapidez con que se incrementa la precarga, pero los suelos más impermeables pueden llegar a necesitar un tiempo mucho mayor. La velocidad de consolidación se puede calcular por medio de la teoría del artículo 25, pero las estimaciones suelen resultar muy poco fehacientes debido a que el espaciamiento y el grado de continuidad de las capas drenantes más permeables no pueden usualmente evaluarse con exactitud. Cuando la velocidad estimada de consolidación es demasiado lenta, el proceso puede acelerarse suplementando la presencia de las capas natu-

rales de drenaje con la instalación de *drenes de arena* similares a los descritos en el párrafo precedente. Los drenes tienen comúnmente un diámetro de por lo menos 30 cm y están espaciados en disposiciones triangulares o cuadradas a distancias comprendidas entre unos 2 y 4 m. El espaciamiento necesario se puede calcular por teoría, pero la confiabilidad de las predicciones está sujeta a las limitaciones siempre presentes respecto al conocimiento de la permeabilidad real de los depósitos en sentido horizontal y vertical. Las técnicas para la instalación de drenes de arena se han perfeccionado hasta alcanzar un alto grado de eficiencia (Carpenter y Barber, 1953). Antes de colocar el terraplén de sobrecarga, el área ocupada por los drenes debe ser cubierta con una solera de drenaje que permita el escape del agua evacuada a través de los mismos. Existan o no drenes de arena, el terraplén de precarga no debe construirse con una velocidad tal o con taludes demasiado parados como para producir un deslizamiento o una rotura por la base. En particular, si se han instalado drenes, un accidente de este tipo suele provocar una discontinuidad en los mismos y tornarlos ineficientes. Para evitar estos deslizamientos, la precarga y las instalaciones de drenaje se proveen con medios para observar el asentamiento de la superficie del suelo que soporta la sobrecarga, las presiones de poros que se desarrollan en el subsuelo y el levantamiento o movimiento lateral del suelo natural más allá de los límites de la sobrecarga (cap. 12).

Si se hincan pilotes en un limo suelto situado debajo del nivel de la napá, el suelo se transforma y pasa a un estado semilíquido. Por ello, en lugar de compactarlo, la hinca lo debilita, por lo menos temporariamente. La compactación de tal tipo de estratos se puede obtener solamente por algún proceso de drenaje, por precarga o por la combinación de ambos.

#### Lecturas seleccionadas

Sherard, Woodward, Gizienski y Clevenger (1963): "*Earth and earthrock dams*", Nueva York, John Wiley & Sons, 725 páginas. Contiene una buena descripción de equipos y procedimientos de compactación y control de diques de tierra.

## ART. 51 PROYECTO DE TERRAPLENES Y MALECONES

### *Principales tipos de terraplenes*

Los terraplenes de tierra pueden dividirse en cuatro grandes grupos: terraplenes de ferrocarril, terraplenes de caminos, malecones y diques de tierra. En cada grupo, los terraplenes son similares no solo por el fin a que están destinados, sino también en cuanto a los factores que deben considerarse cuando se eligen sus taludes laterales. En el estudio que sigue respecto de la elección de taludes, se supone que los terraplenes descansan en suelo estable. Las condiciones para la estabilidad de la base y el efecto que la presencia de terreno desfavorable tiene sobre la estabilidad de los terraplenes se tratan en el artículo 52.

### ***Antigua práctica en la construcción de terraplenes de ferrocarriles y caminos***

Hasta la década de 1930, los terraplenes de ferrocarril se construían en general volcando material de préstamo por el extremo de la parte terminada del terraplén. Dichos terraplenes se consideraban satisfactorios cuando eran permanentemente estables. Como no se utilizaba la compactación artificial, no se balastaba la vía hasta que los terraplenes se hubiesen "asentado" con los años. Durante este período, como se ha dicho, los terraplenes se asentaban por el efecto de su peso propio. El asentamiento alcanzaba, en el caso de pedraplenes, a un valor del orden del 3 por ciento de su altura. Para terraplenes de material arenoso estaba en el 4 por ciento; y si el terraplén tenía un fuerte porcentaje de arcilla, alcanzaba hasta el 8 por ciento. Para contrarrestar este efecto, las vías se sobreelevaban sobre el nivel definitivo en una cantidad igual al asentamiento previsto.

El talud normal de los terraplenes de ferrocarril contruidos en esta forma era de 1,5 (horizontal) a 1 (vertical). Empero, si un terraplén con un alto contenido de arcilla tiene una altura mayor de 3 a 4 metros, dichos taludes pueden llegar a desmoronarse durante la construcción, o después de transcurridas algunas pocas épocas de lluvias. Por ello, se hizo costumbre reducir el ángulo de los taludes de estos terraplenes, de 1,5:1 en la cresta, a más o menos 3:1 en la base. La decisión de si las características de la arcilla requería o no disminuir la inclinación del talud, se dejaba comúnmente a cargo del ingeniero inspector de la obra. Pero como aun el ingeniero más experimentado puede equivocarse ocasionalmente al juzgar las características de un suelo, de vez en cuando se producía la rotura de una sección de terraplén. En ese caso, se arreglaba el desperfecto y se aumentaba la estabilidad del terraplén, ora construyéndole otro bajo, al pie del talud que falló, o bien disponiendo un muro de pie de mampostería en seco, a veces suplementado con drenes rígidos.

Como consecuencia del incremento del peso y la frecuencia del tráfico, las partes superiores de los terraplenes de arcilla o arcilla limosa con frecuencia se ablandaron, especialmente en presencia de agua, con lo cual el balasto tiende a penetrar dentro del terraplén formando bolsones deprimidos de balasto en los cuales se junta el agua y se ablanda aún más la subrasante. El deterioro progresivo del apoyo de los rieles conduce a un mantenimiento costoso. Por ello, en la década del 40, se intentaron varios métodos de estabilización, entre los cuales el más efectivo resultó la inyección de arena y cemento en forma de lechada para hacerla penetrar en la parte inferior de la capa de balasto (Smith y Peck, 1955).

Los primeros terraplenes de camino fueron similarmente contruidos volcando material suelto sobre los terminales de las partes completadas. Los taludes normales variaron en diferentes partes de EE.UU. desde 1,5:1 a 1,75:1. Los asentamientos diferenciales de los terraplenes desnivelaron los caminos, dando lugar a situaciones poco satisfactorias para el tránsito y condujeron con frecuencia también a la rotura de la superficie de roda-

miento. A diferencia con los rieles, que pueden ser levantados en forma rutinaria compactando balasto adicional debajo de los durmientes, los pavimentos de caminos solo llegan a ser nuevamente nivelados, reconstruyéndolos, cubriéndolos con una nueva superficie de rodamiento o, en alguna medida, debajo de los pavimentos de hormigón, recurriendo a su levantamiento por bombeo de barro. Por otro lado, en los terraplenes para caminos no se daba ordinariamente un lapso de espera durante el cual el terraplén pudiese asentarse antes de someter el camino al tránsito, de modo que en el intervalo de una década, después de la introducción de los modernos pavimentos firmes, la distribución en capas y la compactación por medio de equipo de transporte y de rodillos apropiados se fue haciendo práctica común.

Poco a poco se fue descubriendo que el comportamiento de los terraplenes compactados de esta manera dependía principalmente de las propiedades físicas del material suelo utilizado. En consecuencia, varios de los departamentos de caminos estatales y el Bureau of Public Roads unieron sus esfuerzos para correlacionar el comportamiento de los terraplenes compactados con las propiedades índices del material utilizado. Estos esfuerzos condujeron a una práctica generalmente aceptada de juzgar la calidad del suelo sobre la base de los valores de sus límites de Atterberg y de la densidad máxima de compactación determinada con el ensayo Proctor normalizado o su equivalente local. De conformidad con la experiencia realizada en algunas localidades, se adoptaron requerimientos como los indicados en la tabla 51.1, los que, lamentablemente, fueron con frecuencia copiados en otras localidades sin tener el beneficio de una experiencia similar. Raramente se especificaba o requería que el contenido de humedad de compactación estuviese situado en las cercanías del contenido óptimo de humedad, pues solo se establecía que se alcanzase el mínimo porcentaje especificado de la máxima densidad seca de Proctor.

### ***Práctica moderna para la construcción de terraplenes de ferrocarril y caminos***

Si se considera que la mayoría de los nuevos terraplenes de ferrocarril en países desarrollados industrialmente se ejecutan para mejorar los alineamientos o el gradiente a fin de permitir mayores velocidades o más altas cargas, no existe ya ninguna diferencia esencial en los procedimientos de construcción entre terraplenes de ferrocarriles y caminos. Toda vez que resulta posible se utilizan materiales granulares estables, pero con frecuencia la economía exige la colocación de los materiales disponibles más cercanos, cualquiera sea su composición, a menos que contengan un alto porcentaje de materia orgánica. En la mayoría de las circunstancias, el terraplén se desparrama en capas de unos 30 cm de espesor utilizando palas frontales y se compacta con rodillos hasta que se alcanza una densidad seca especificada. Raramente se exige un control de humedad. Los taludes normales siguen siendo del orden de 1,5:1 para materiales granulares; para

suelos cohesivos varían entre 2:1 en terraplenes hasta 3 m de altura y 3:1 en terraplenes de 30 m de altura.

Este procedimiento ha llevado en general a resultados satisfactorios si el contenido de humedad del material en préstamo no excede el óptimo del Proctor normal en más de algunos puntos por ciento. En cambio, si el material en préstamo está muy húmedo, se pueden producir serias dificultades y demoras. Por ello, el aspecto más importante de la investigación de préstamos para materiales finos es obtener la relación que existe entre el contenido natural de humedad y el valor óptimo. Esta información debe ser suplementada con la determinación de los límites líquidos y plásticos, los que sirven de base para juzgar la posibilidad de que el material de préstamos pueda ser secado hasta el contenido de humedad óptimo bajo las condiciones climáticas que prevalecen en la región.

Si el contenido de humedad es excesivo y el clima demasiado húmedo para permitir un secado efectivo, no hay cantidad de esfuerzo de compactación que pueda satisfacer especificaciones con exigencias de un 90 ó un 95 % de la densidad máxima normal. Bajo estas circunstancias, el ingeniero debe investigar la resistencia que desarrollará el material del terraplén después de ser colocado con su contenido natural de humedad y sometido a una suficiente manipulación por el equipo de transporte y de compactación, a fin de eliminar la posibilidad de que queden grandes huecos en su masa. Ordinariamente solo un equipo liviano puede trabajar en forma satisfactoria con tal tipo de material. El ingeniero debe por ello seleccionar los taludes del terraplén a fin de proveer un adecuado coeficiente de seguridad frente a la posibilidad de que se exceda la resistencia del material colocado. En muchas instancias se han construido terraplenes satisfactorios con contenidos de humedad tan altos que no se pudieron obtener más que del 50 al 70 % de la densidad Proctor normal (Jiménez-Quiriones, 1963).

En el trópico húmedo, el grado de saturación de los suelos residuales está con frecuencia cercano al 100 % y la reducción del contenido de humedad es impracticable. Más aún, si se secan los suelos con el propósito de hacer un ensayo de compactación, sus características pueden sufrir cambios drásticos e irreversibles, de modo que la curva humedad-densidad de laboratorio puede no llegar a tener relación alguna con las condiciones en el terreno.

Un ejemplo extremo del error que se puede introducir secando el suelo antes de realizar un ensayo de compactación se muestra en la figura 51.1, que se refiere a las cenizas de Peepeekeo, un suelo volcánico alterado que aparece en la parte más húmeda de la isla de Hawaii (Willis, 1946). El límite líquido de la ceniza es de alrededor de 240 % y su límite plástico de 130 % aproximadamente. El secado al aire la transforma en un suelo no plástico. El contenido natural de humedad está alrededor del 200 %, y si se compacta una muestra de acuerdo con el procedimiento Proctor normal para este contenido de humedad, la densidad seca es de alrededor de 400 kg/m<sup>3</sup>. Si un conjunto de muestras se dejan secar hasta alcanzar diferentes contenidos de humedad y luego se compactan, se obtiene la relación indicada por la curva a), pero si el suelo se seca hasta un contenido de

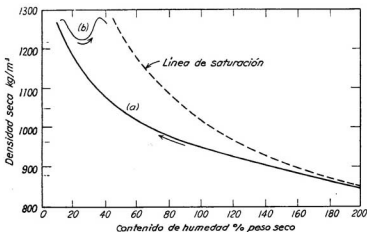


Fig. 51.1. Curvas humedad-densidad obtenidas con el ensayo Proctor normal para la ceniza Peepeekeo de Hawaii. (a) Curva obtenida secando cada una de las muestras sucesivas desde su contenido natural de humedad hasta llegar a la humedad de compactación; (b) curva obtenida cuando primero el suelo se seca hasta  $w = 10\%$ , luego se agrega agua y la muestra se compacta en la forma corriente usada en el ensayo de Proctor (según Willis, 1946).

humedad del 10 % y luego se determina la curva humedad-densidad en la forma usual agregando agua a la muestra seca, se obtiene la curva b). Esta tiene un pico para un contenido de humedad del 35 %, al que le corresponde una densidad máxima seca de 1.200 kg/m³. Los intentos realizados para secar el material en el terreno hasta llegar a la humedad óptima determinada de esta manera han resultado inútiles. Más aún, el uso de un rodillo para compactar el suelo lo torna en un fluido que se escurre del terraplén. No obstante, se ha descubierto que este material tan poco propicio puede ser usado para construir terraplenes estables de camino hasta 27 m de altura con taludes 1,5:1, colocándolo tan suavemente como resulte posible en capas de más de 1 m de espesor con una pala frontal liviana (Hirashima, 1948). Aun cuando el comportamiento de la ceniza de Peepeekeo es inusual, se han tenido experiencias similares aunque en grado menor con otros suelos tropicales descompuestos que contienen óxidos hidratados de hierro y aluminio o minerales arcillosos de aloisita (Terzaghi, 1958b; Jiménez-Quíñones, 1963). Un marcado descenso del límite líquido como consecuencia del secado al aire constituye una razón de sospecha.

El uso de arcillas bastante compactas para la construcción de un terraplén puede entrañar el peligro de su subsecuente expansión por aumento de volumen al contacto con el agua. Si la expansión es desigual tienden a formarse fisuras, con lo cual la estructura de la arcilla puede llegar a desintegrarse y los taludes comenzar a descascararse.

Tabla 51.1

*Condiciones de compactación que deben cumplir los suelos para terraplenes*

Resumen de las especificaciones del Departamento de Caminos del Estado de Ohio.  
Del año 1946

Condición I		Condición II	
Terraplenes hasta 3 metros de altura, no sometidos a inundaciones de larga duración.		Terraplenes de más de 3 metros de altura, o de menor altura sujetos a períodos largos de inundación.	
Densidad seca máxima de laboratorio kg/m <sup>3</sup> ( <sup>1</sup> )	Exigencias mínimas de compactación en el terreno (porcentaje de densidad seca de laboratorio)	Densidad seca máxima de laboratorio kg/m <sup>3</sup> ( <sup>1</sup> )	Exigencias mínimas de compactación en el terreno (porcentaje de densidad seca de laboratorio)
1439 y menos	(*)	1519 y menos	(*)
1440-1649	100	1520-1649	102
1650-1759	98	1650-1759	100
1760-1919	95	1760-1919	98
1920 y más	90	1920 y más	95

(<sup>1</sup>) La máxima densidad seca se determina por el ensayo normal de Proctor descrito en el artículo 50.

(\*) Los suelos con máxima densidad seca menor de 1440 kg/m<sup>3</sup> se consideran inadecuados y no se deben utilizar en terraplenes.

(\*) Los suelos con una densidad seca máxima menor de 1520 kg/m<sup>3</sup> se consideran inadecuados y no se deben utilizar en terraplenes bajo la condición II ni en los 20 centímetros superiores de un terraplén que constituye la subrasante de un pavimento y que se halla en la condición I.

Además de las condiciones indicadas más arriba, los suelos a utilizar tendrán un límite líquido menor de 65. El índice de plasticidad de los suelos con límite líquido comprendido entre 35 y 65 no será menor del valor que resulta de aplicar la fórmula 0,6 límite líquido menos 9,0.

La magnitud del hinchamiento de un terraplén depende de la capacidad de expansión inherente al material y de otros factores como el contenido de humedad al cual éste fue colocado, del método y la extensión de la compactación y de la presión proveniente del peso de la parte superior del terraplén que lo cubre. El efecto combinado de estas influencias sobre un terraplén compuesto de cascotes compactados de arcilla compacta puede ser investigado preparando muestras representativas de la arcilla en su estado inicial en el terreno. Cada una de las muestras se introduce en un aro de consolidación y se la somete a una presión igual a la que va a actuar sobre la arcilla en el punto que se considera en el terraplén. Se admite entonces que el agua llegue a las piedras porosas que cubren la base y la parte superior de la arcilla y se mide el incremento de volumen. La adecua-

ción del material se juzga por su tendencia al hinchamiento. Si el incremento de volumen, bajo la presión vertical que tendrá el suelo en el terraplén, excede de alrededor del 5 %, es probable que el terraplén se comporte de manera no satisfactoria.

El gasto de realizar ensayos de hinchamiento y las incertidumbres inherentes a la interpretación de resultados justifican los intentos para identificar estos materiales de préstamo que exhiben una capacidad exagerada de hinchamiento. En términos generales, se ha encontrado que la capacidad potencial de hinchamiento depende del índice plástico (Holtz y Gibbs, 1956a; Seed et al., 1962) en la forma que se indica en la tabla 51.2.

Si se tiene que usar una arcilla con una capacidad potencial de hinchamiento alta a muy alta, conviene minimizar los efectos del hinchamiento colocando la arcilla al más alto contenido de humedad practicable y utilizando cualquier material no expansivo disponible en las partes exteriores del terraplén. El peso de una sobrecarga pequeña, limitada a alturas del orden de unos metros colocada sobre un material expansivo, reduce sustancialmente la magnitud de la expansión y, por consecuencia, la pérdida de resistencia de la arcilla.

**Tabla 51.2**

*Relación aproximada entre el índice plástico y la capacidad potencial de expansión*

Índice plástico	Capacidad potencial de expansión
0 - 15	Baja
10 - 35	Media
20 - 55	Alta
35 -	Muy alta

(Según Seed et al., 1962)

### **Malecones**

Los malecones sirven para proteger las tierras bajas durante los períodos de crecientes, de inundaciones, o de altas mareas, y difieren de los diques de embalse en tres aspectos principales: sus taludes interiores se hallan sumergidos solo durante un período de pocos días o de pocas semanas por año; su ubicación viene determinada por las necesidades de protección contra inundaciones, independientemente de si las condiciones de fundación son favorables o no; y finalmente, el material para el terraplén debe obtenerse de préstamos poco profundos, situados cerca de la posición de los malecones. Estas condiciones hacen que el proyecto de estas estructuras deba efectuarse en condiciones que introducen mucha incertidumbre con respecto a su comportamiento. En algunas regiones, la necesidad de cons-

truir malecones ha existido desde tiempos remotos, de modo que el arte de construirlos ha llegado allí a un alto grado de perfección pese a las dificultades planteadas.

Si las características del suelo varían en el préstamo de punto a punto, la sección transversal del malecón se elige comúnmente en función de las exigencias de los materiales más malos que deberán utilizarse. Se toma, además, en cuenta el grado de libertad que se dará al contratista para elegir el plazo y el método de construcción. En algunos lugares se controla rigidamente la forma de colocar el material, mientras que en otros el contratista tiene libertad para elegir entre métodos de construcción muy distintos. La influencia que el método de construcción tiene sobre el costo del malecón depende principalmente de la relación entre el costo de la mano de obra y el de las máquinas. Como esta relación difiere en los diversos países, los esfuerzos para construir malecones en la forma más económica han conducido a reglas distintas en las diferentes partes del mundo.

En países como Alemania y Holanda, antes de la Segunda Guerra Mundial, donde la mano de obra era barata, los malecones se compactaban cuidadosamente y construían con taludes empinados. Por el contrario, en el valle del Misisipí y en otras partes de los Estados Unidos ni siquiera se intentó usar la compactación, pues allí los malecones no compactados, con taludes suaves, son habitualmente más económicos que si se construyen con secciones mucho menores y se compactan. En Europa y Asia se han construido muchos malecones de arcilla con taludes 2:1, mientras que en el valle del Misisipí se les daba comúnmente un talud interior de 3:1 y uno exterior de 6:1. Ambos tipos de construcción se desarrollaron por un proceso lento de tanteos, y sirven por igual su propósito bajo las condiciones que prevalecen en las regiones en que tuvieron nacimiento.

Sin embargo, aun en los EE.UU. en las zonas altas de buen valor venal, los taludes empinados pueden justificarse económicamente. Mientras que los malecones a lo largo del río Misisipí se construyeron con taludes chatos, los de la zona industrializada del valle del río Ohio se materializaron con taludes mucho más empinados. Esta tendencia se ha hecho mucho más pronunciada recientemente y ha justificado el aumento del uso de métodos teóricos para el proyecto de malecones aun en regiones donde hay en existencia un sistema de malecones. Por otro lado, si en tales regiones los factores económicos no han cambiado en forma significativa, la mecánica de suelos puede utilizarse con ventaja solo para correlacionar la experiencia constructiva y de conservación con las propiedades índice de los suelos que sirvieron de material de construcción. La información obtenida de esta manera conduce a eliminar la simple apreciación como método para clasificar los suelos encontrados en zonas de nuevos préstamos.

El uso de métodos teóricos para proyectar malecones asentados en terreno estable se justifica plenamente, a menos de que los mismos se encuentren situados en una región con amplia experiencia calificada donde se hayan construido malecones previamente y observado con detalle su comportamiento. Excluyendo estos casos, el método de los tanteos es muy lento y caro, y además la experiencia no calificada basada en los sistemas

de malecones existentes apenas si puede utilizarse como guía, pues tales instancias en muy pocos de los registros de construcción contienen datos adecuados con respecto a las propiedades de los materiales usados. Por esta razón, el proyectista se ve obligado a usar los mismos métodos que utiliza cuando proyecta diques de tierra.

La influencia que las condiciones del subsuelo ejercen sobre la estabilidad de malecones y otros terraplenes se trata en el art. 52.

#### Lecturas seleccionadas

- Casagrande, A. (1949). "Soil mechanics in the design and construction of the Logan airport", *Journal de la Boston Society of Civil Engineers*, 35, N° 2, págs. 192-221. Nuevamente publicado en "Contributions to soil mechanics 1941-1953", Boston Society of Civil Engineers (1953), págs. 176-205. Rellenos por refutado.
- Area (1955). "Soil engineering in railroad construction", *Proceedings de la American Roadway Engineering Association*, 56, págs. 694-702. Cálculo de taludes para caminos a fin de evitar omisiones comunes.

### ART. 52 ESTABILIDAD DE LA BASE DE TERRAPLENES

#### *Tipos de fallas o roturas por la base*

Siempre que es posible los terraplenes y diques de tierra se construyen sobre subsuelos firmes relativamente incompresibles. Pero, en muchas regiones, hay necesidad de construir terraplenes de camino y de ferrocarril sobre anchas llanuras pantanosas, o en valles tapados rellenados con arcilla o limo blando. Los malecones tienen que construirse cerca de los cauces de desborde, cualesquiera sean las condiciones del subsuelo. Aun los diques de tierra tienen a veces que situarse en zonas cuyo subsuelo está constituido por materiales indeseables. En todos estos casos, el proyecto del terraplén debe adaptarse no solo a las características de los suelos disponibles para el mismo, sino también a las condiciones del subsuelo.

Las roturas por la base pueden producirse de diferentes maneras. El terraplén puede hundirse en masa dentro del suelo que lo sostiene, accidente que se denomina *falla por hundimiento*. Por otra parte, el terraplén, junto con la capa de suelo que lo sostiene, puede extenderse deslizando sobre un estrato inferior de arcilla excepcionalmente blanda o sobre capas de arena o de limo que contienen agua bajo presión (véanse artículo 49 y figura 49.11b), tipo de rotura que se denomina *falla por extensión*. Cuando el terraplén tapona una vía de agua, puede también fallar por *sifonaje*, como consecuencia de la erosión retrógrada ocasionada por vertientes que emergen del terreno cerca del pie agua abajo del terraplén. Finalmente, en terraplenes situados encima de estratos de arena muy suelta, la rotura de la base puede producirse como consecuencia de la licuación espontánea de la arena. Este último tipo de rotura es muy raro, excepto durante terremotos de importancia (Ambraseys, 1960), y puede evitarse compactando la arena por uno de los métodos descritos en el artículo 50. Además, la falla por

sifonaje se trata en forma independiente en el artículo 63, de modo que en este artículo solo se estudian las roturas por hundimiento y por extensión.

### ***Métodos para determinar la estabilidad***

El proyecto de un terraplén a construirse sobre estratos de arcilla blanda debe siempre ir precedido de una investigación completa del subsuelo, incluyendo perforaciones, muestreo y ensayos. Los resultados de la exploración proveen al proyectista datos referentes al perfil y a las propiedades físicas del subsuelo. El próximo paso consiste en calcular el coeficiente de seguridad del terraplén con respecto a una rotura de su base. Los cálculos deben efectuarse siguiendo el método de las tensiones promedio (artículo 35). En condiciones normales, se considera que la base del terraplén no es satisfactoria salvo cuando el coeficiente de seguridad con respecto a rotura, durante o inmediatamente después de terminada la construcción, es igual a 1,5, por lo menos.

Las condiciones que la base de un terraplén debe cumplir para ser estable, y los métodos para impedir una rotura por la base, se estudian en el siguiente orden: terraplenes sobre terrenos muy blandos o pantanosos, terraplenes sobre mantos espesos de arcilla blanda homogénea, terraplenes sobre terrenos estratificados que contienen capas bastante homogéneas de arcilla blanda, y terraplenes sobre arcillas que contienen capitas de arena o de limo. Las condiciones del subsuelo referentes a los dos primeros casos suelen producir roturas por hundimiento; aquellas referentes a los dos últimos, fallas por extensión.

### ***Terraplenes en arcilla o limo orgánico muy blando***

Los depósitos naturales de este tipo son comunes en regiones donde antes existían lagunas o lagos poco profundos. Los bordes de estos depósitos poco profundos suelen estar cubiertos de musgos de pantano u otros tipos de vegetación de pantano. El limo o la arcilla traída en suspensión a los lagos se mezcla con materia orgánica descompuesta arrastrada desde las orillas, de modo que los sedimentos finos originados en los mismos suelen tener un alto contenido de materia orgánica y su relación de vacíos es con mucha frecuencia mayor de 2. Estos depósitos pueden contener capas de turba o estar enterrados debajo de una capa de turba.

Si la superficie de un depósito de esta naturaleza no ha estado nunca sometida a una sobrecarga, el depósito puede no tener resistencia ni para sostener un terraplén de mediana altura. En muchas regiones, el terreno pantanoso blando se halla cubierto con un colchón espeso que es más rígido que las capas más profundas y que se halla bien reforzado por una densa red de raíces. El colchón actúa como una platea y puede llegar a soportar, al menos temporariamente, un terraplén de cierta altura. Los terraplenes construidos en tales fundaciones sufren asentamientos excesivos durante muchos años o décadas, y la experiencia de conservación indica que pueden llegar a romper el colchón después de muchos años de servicio y hundirse de repen-



Fig. 52.1. Diagrama que muestra las fuerzas que actúan sobre el suelo en la parte enterrada de un terraplén construido por el método del desplazamiento.

te. Por ello, si la obra tiene carácter de permanente, debe destruirse la continuidad del colchón antes de construir el terraplén para facilitar la penetración del material del mismo dentro de las capas blandas.

Los costos y los méritos relativos de los distintos métodos para construir terraplenes en terrenos pantanosos dependen del espesor del estrato blando, de modo que antes de hacer el proyecto debe practicarse un levantamiento acotado del fondo firme. Si el espesor del manto blando no excede de 1,50 a 2,00 metros, puede resultar económico eliminar dicho material excavando hasta el fondo firme; pero si el espesor es mayor, resulta comúnmente preferible permitir que el terraplén al hundirse desplace el material blando. Este procedimiento de construcción se denomina *método del desplazamiento*.

Para acelerar la penetración del material del terraplén y acortar el período de los asentamientos, el terraplén puede construirse más alto de lo necesario (digamos de 4 a 6 metros más alto) y luego llevarlo a cota retirando el material en exceso. Como una alternativa, la penetración del terraplén puede facilitarse colocando cargas de explosivos en el subsuelo blando. Durante las últimas décadas, el método de las cargas de explosivos se ha llevado a un alto grado de perfección y, si se conoce la posición del fondo del estrato blando, antes de iniciar los trabajos se puede estimar con bastante exactitud la cantidad de material necesario para construir el terraplén.

Las condiciones de equilibrio de un terraplén cuya base se establece por desplazamiento se indican en forma esquemática en la figura 52.1. La cara de contacto  $ab$  se halla sujeta al empuje activo del material del terraplén. El desplazamiento de  $ab$  hacia la izquierda es resistido por la suma de la presión hidráulica del material blando y por la fuerza necesaria para vencer su cohesión. Si la penetración del terraplén es ayudada por una sobrecarga temporaria o con explosivos, la fuerza que produce el desplazamiento es mucho mayor que la que actúa sobre  $ab$  en servicio, después de terminada la obra. Además, después de terminado el terraplén, el material blando recupera parte de la resistencia perdida como consecuencia del amasado producido por su desplazamiento (véase artículo 4). Por ello, si el terraplén tiene una sección transversal similar a la que indica la figura 52.1, el asentamiento progresivo de su cresta suele hacerse de poca importancia, corto tiempo después de terminada la construcción.

El canal de Kiel, construido durante los años 1887-1895, constituye un ejemplo notable de la aplicación con buen éxito del método del desplaza-

miento. En un trecho de unos 20 kilómetros, el canal debía construirse sobre una capa de turba y arcilla orgánica muy blanda con un espesor de hasta 9 metros, que en algunas partes era tan blanda que resultaba imposible caminar sobre la misma. El método utilizado para construir el canal en estas secciones es el que viene ilustrado por la figura 52.2. Del lado interior de la línea central de los futuros terraplenes, que actuarían a la manera de malecones, se construyeron terraplenes de arena en la forma indicada por la línea punteada. Estos terraplenes, que desplazaban el material blando en un ancho cinturón, hasta llegar casi al terreno firme, servían de base para los malecones, y formaban las partes superiores de los taludes del canal terminado. Para reducir el peligro de deslizamientos durante la construcción, la excavación no se empezaba sino seis meses después de haber colocado el terraplén, precaución que no impidió que se produjeran deslizamientos en algunos pocos puntos.

La figura 52.3, que muestra uno de estos deslizamientos, representa etapas sucesivas en la excavación del canal. La segunda etapa *b* fue seguida de los deslizamientos indicados en la etapa *c*, durante los cuales los terraplenes de arena se desplazaron hacia el eje del canal. Para finalizar la construcción fue necesario echar más arena (etapa *d*), con lo cual la excavación pudo completarse sin más accidentes (Fülscher, 1898).

Tratándose de la construcción de terraplenes de ferrocarril y de camino, el método del desplazamiento se aplica como un procedimiento corriente de rutina. Hasta se ha propuesto este método como uno de los procedimientos alternativos para construir un dique de escollera, con una altura de unos 30 metros, a establecer en Cobsock Bay en la obra Passamaquoddy del Estado de Maine, en Estados Unidos (Hough, 1938).

Los estratos blandos, que tienen en sentido horizontal una permeabilidad media relativamente alta pueden adecuarse para soportar el peso de terraplenes drenándolos durante la construcción con drenes de arena, suplementados a veces con terraplenes de precarga (artículo 50).

### ***Terraplenes en arcilla homogénea blanda***

En lo que sigue, se supone que la superficie superior de la arcilla está muy cerca de la base del terraplén, que el espesor del manto blando es por lo menos igual a la mitad del ancho de la base del terraplén, y que el estrato en cuestión es además bastante homogéneo.

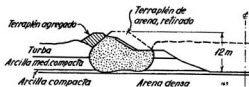


Fig. 52.2. Sección transversal típica del canal de Kiel. (Según J. Fülscher, 1898.)

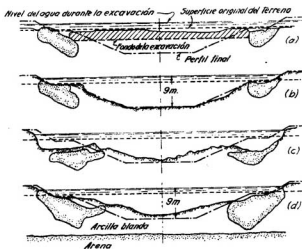


Fig. 52.3. Cuatro etapas sucesivas en la excavación del canal de Kiel, en terreno excepcionalmente blando. (Según J. Fülcher, 1898.)

La rotura de un terraplén apoyado sobre una fundación de esta naturaleza tiene, en general, las características de un deslizamiento por la base a lo largo de un círculo del punto medio (artículo 35). La parte superior de la superficie de deslizamiento interesa al terraplén artificial, cuya resistencia al corte es distinta de la que posee la arcilla inferior. Por ello, el primer paso a seguir en el cálculo de estabilidad consiste en determinar la resistencia media al corte no drenado  $s$ , a lo largo de la parte inferior de la superficie de deslizamiento, en base a un levantamiento de la resistencia del estrato de arcilla. El segundo paso estriba en determinar la resistencia al corte  $s_2$  a lo largo de la parte de la superficie de deslizamiento situada dentro del terraplén. Esta resistencia puede estar formada de cohesión y fricción, o de fricción solamente. En el análisis de estabilidad, el terraplén real se reemplaza por una arcilla ideal ( $\phi = 0$ ) que tiene una cohesión igual a  $s_2$ . Como primera aproximación, se supone que la rotura ocurre a lo largo del círculo de punto medio; no obstante, el círculo crítico real debe determinarse por tanteo. Debido a la rotura progresiva, la resistencia al corte medio a lo largo de la superficie de deslizamiento puede ser menor que el promedio pesado de las resistencias picos  $s$  y  $s_2$  (artículo 16).

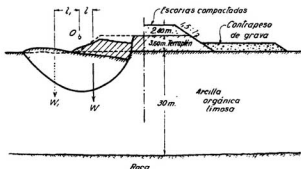
Normalmente se exige un coeficiente de seguridad con respecto a rotura por lo menos igual a 1,5. Si se consideran los errores inevitables que pueden producirse al determinar la resistencia al corte promedio de la arcilla, este coeficiente de seguridad es ya muy pequeño; mas, en razón de que, para satisfacer esta exigencia, los terraplenes altos construidos sobre arcilla blanda requieren taludes muy tendidos, puede resultar económico reducir este coeficiente de seguridad aún más —hasta 1,2 ó 1,1— cuando el terraplén

además de ser alto es muy largo, y confiar en los resultados de observaciones realizadas durante la construcción para descubrir las zonas de deslizamientos inminentes y prevenirlos introduciendo modificaciones locales en el proyecto.

La rotura o falla de la base de un terraplén en arcilla va comúnmente precedida por el levantamiento gradual de anchas fajas de terreno situadas a ambos lados del terraplén, levantamiento que aumenta de ritmo a medida que se aproxima el momento de la rotura. Si el levantamiento se descubre en su estado inicial, por medio de nivelaciones periódicas de puntos de referencia situados dentro de las zonas de levantamiento potencial (capítulo 12), la rotura puede ser evitada cubriendo las áreas que se tornan peligrosas con un contrapeso formado por una espesa capa de suelo similar al que se usa en la construcción del terraplén.

Los deslizamientos causados por la rotura de la base de arcilla blanda se producen generalmente durante o inmediatamente después de terminada la construcción, ya que con el tiempo la resistencia de la base aumenta gradualmente como consecuencia de la consolidación. Si se ha producido ya un deslizamiento, resulta comúnmente posible efectuar sondajes en varios puntos, determinar la posición real de la superficie de deslizamiento por medio de pozos de observación o de inclinómetros y luego calcular la resistencia al corte promedio de la arcilla con bastante exactitud.

La resistencia al corte obtenida sirve de base para proyectar de nuevo. La figura 52.4, que muestra una sección transversal de un terraplén de camino hecho de grava bien compactada y construido sobre un depósito de arcilla limosa orgánica, ilustra la aplicación de este procedimiento (Gottstein, 1936). La rotura se produjo cuando la cresta del terraplén estaba aún a 2.40 metros por debajo de su cota definitiva, y una masa de suelo con un peso efectivo  $W$  (véase artículo 12) se desplazó girando alrededor de un



**Fig. 52.4.** Sección transversal de un terraplén de grava construido sobre un depósito de arcilla blanda homogénea. La mitad izquierda muestra las características principales de la rotura producida durante la construcción; la mitad derecha, el terraplén reconstruido estabilizado con un contrapeso de grava. (Según E. v. Gottstein, 1936.)

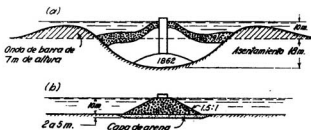


Fig. 52.5. Escollero rompeolas construido en el puerto de Spezia, Italia, arrojando bloques de roca sobre arcilla blanda: (a) directamente sobre la capa de arcilla; (b) sobre una capa de arena que se había depositado previamente en una excavación poco profunda abierta por refulado. (Según M. C. Barberis, 1935.)

punto O bajo la acción de un momento  $Wl$ . Antes de completar el terraplén, se construyó un contrapeso de grava de peso  $W_1$ , cuyo centro de gravedad se hallaba a una distancia  $l_1$  de O. Las dimensiones del contrapeso se eligieron de modo que el momento  $W_1l_1$ , más el momento debido a la resistencia total al corte a lo largo de la superficie de deslizamiento, excediesen el momento volcador del terraplén terminado en un 50 por ciento. La mitad derecha de la figura 52.4 muestra la sección transversal del terraplén terminado. Los últimos 2,40 metros fueron ejecutados con escoria compactada con rodillos para disminuir lo más posible el peso del terraplén. Después de construido el contrapeso no se produjeron más movimientos, si se excluye un pequeño hundimiento como consecuencia de la consolidación de la base.

Después de terminar con éxito la construcción de un terraplén sobre una masa de arcilla homogénea, la base del mismo se asienta gradualmente como consecuencia de la consolidación de la arcilla, asentamiento que puede alcanzar magnitudes muy grandes. El asentamiento se calcula con el procedimiento descrito en el artículo 41 y, para tenerlo en cuenta, se le da a la cresta del terraplén una sobreelevación igual al asentamiento. La consolidación incrementa la resistencia al corte de la base, y con ello aumenta la estabilidad del terraplén.

Las observaciones realizadas en pedraplenes que sirven de base de escolleros rompeolas sugieren que el asentamiento de dichos pedraplenes no depende solo de las propiedades de la base arcillosa, sino también en gran parte del método de construcción. En el siglo pasado, los pedraplenes se construían arrojando grandes piedras al agua. Este procedimiento destruye completamente la estructura de la capa superior de arcilla y causa grandes concentraciones locales de presión en el material subyacente, de modo que el asentamiento de los pedraplenes se hace muy grande. La parte vieja del tajamar del puerto de Spezia, Italia, es un ejemplo de este método de construcción. La figura 52.5a muestra una sección transversal del rompeolas que se construyó en una zona con 10 metros de agua, cuyo fondo estaba formado de arcilla blanda con un contenido de humedad cercano al 100 por ciento. Los resultados de ensayos de carga indicaron que las capas más profundas

tenían una resistencia a la compresión simple de alrededor de 0,5 kg por centímetro cuadrado. La construcción se inició en 1862, pero a pesar de un asentamiento rápido, para mantener la cresta del pedraplén a un nivel más o menos constante fue necesario agregar más material al mismo, lo que a su vez aceleró el asentamiento. El material que fue necesario agregar durante un período de 50 años equivalió a una capa de 18 metros de espesor. A medida que el hundimiento aumentaba, la base del pedraplén adquiría la forma indicada en la figura 52.5a.

En 1912 se inició la construcción de una nueva sección de escollera. Para evitar el asentamiento excesivo, en esta nueva parte, se retiró primero el barro del fondo por dragado en un espesor que variaba de 2 a 5 metros y se lo sustituyó por arena cuyos granos variaban en tamaño entre 0,2 y 0,4 milímetros (figura 52.5b). De este modo, al construir el pedraplén, las piedras caían sobre el colchón de arena en vez de penetrar en la arcilla, evitando que en ésta se produjesen concentraciones locales de tensión. Probablemente, como consecuencia de este hecho, el asentamiento del nuevo pedraplén resultó insignificante comparado con el viejo. Al terminar la construcción, el asentamiento era de 50 centímetros y 9 años después solo había alcanzado los 80 centímetros. Procedimientos similares se han utilizado con éxito en la construcción de las escolleras de los puertos de Valparaíso (Chile) y Kobe (Japón) (Barberis, 1935).

### *Distintos tipos de rotura por extensión*

Se han registrado roturas por extensión solamente en el caso de terraplenes situados encima de depósitos estratificados que contienen capas de arcilla blanda. Estos terraplenes, por lo común, tienen seguridad suficiente con respecto a su hundimiento en el terreno, pero corren el peligro de romper por extensión.

Durante los últimos 40 años este tipo de rotura ha sido el causante de desastres ocurridos en media docena de presas mayores y en varios diques menores, razón por la cual la estabilidad de terraplenes situados encima de estratos de arcilla merece una atención especial. Las roturas por extensión más notables son las del dique Lafayette, en California, en 1928 (ENR, 1929); de la presa Marshall Creek, en Kansas, en 1937 (ENR, 1937) y del dique Hartford de protección contra las inundaciones, en Connecticut, en 1941 (ENR, 1941).

El estudio de los informes referentes a la rotura de estas presas revela la existencia de dos tipos de rotura por extensión. Uno de estos tipos se distingue por el descenso relativamente lento de la cresta del terraplén. El talud plano toma la forma de una S alargada, como lo muestra la figura 49.11a, y el levantamiento del terreno natural se extiende solo sobre una distancia corta desde el pie del talud. La rotura del dique Chingford, cerca de Londres (Cooling y Golder, 1942), y de la presa Lafayette proveen ejemplos instructivos de este tipo de falla. El otro tipo de rotura se produce muy rápidamente y el levantamiento del terreno se extiende hasta una gran distancia a contar del pie del talud.

Durante la rotura del dique Lafayette, que tenía 36 metros de altura, la cresta descendió 4,50 metros en tres días sobre una longitud de 150 metros. El pie del dique se desplazó hacia afuera unos 6 metros, y el levantamiento del terreno natural estuvo limitado a una zona comprendida entre el pie del talud y una corta distancia a contar del mismo. Por el contrario, en la presa Hartford, de solo 9 metros de altura, la rotura se produjo en un tiempo de menos de un minuto. La cresta descendió 4,50 metros en una longitud de más de 300 metros y una fila de tablestacas situadas al pie del talud fue desplazada lateralmente en 18 metros, mientras que el levantamiento del terreno se extendió hasta una distancia de unos 45 metros a contar de dicho pie.

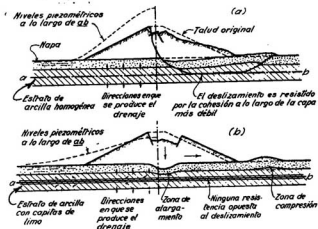
El análisis de los desastres y el estudio de las causas que originaron las fallas han demostrado que las catastróficas roturas de tipo rápido no se producen ni pueden producirse a menos que el estrato de arcilla contenga capas continuas de limo grueso o de arena. Por ello, los detalles de estratificación tienen una importancia decisiva y debe hacerse una distinción entre los estratos de arcilla que contienen capitas muy permeables y aquellos que no contienen dichas capas. En lo que sigue, primero se analizan las causas que pueden originar la rotura en cada caso y después se consideran los métodos para mejorar la estabilidad de terraplenes construidos encima de tales estratos.

### ***Falla por extensión de terraplenes construidos encima de capas de arcilla homogénea***

En la figura 52.6a se supone que el estrato de arcilla situado debajo del terraplén es perfectamente homogéneo. La arcilla empieza a consolidarse apenas se inicia la construcción del terraplén y el estrato se hace cada vez más resistente pero, al principio, solo en las cercanías de los límites superior e inferior del mismo adquiere esta consolidación importancia, pues en el centro del estrato, durante todo el período de la construcción, el peso del terraplén es soportado por una sobrepresión hidrostática, indicada en la figura por los niveles piezométricos marcados en la mitad izquierda de la misma. En esta parte central del estrato, la resistencia al corte de la arcilla permanece igual a su valor inicial, de modo que, en caso de producirse la rotura, la superficie de deslizamiento sigue alguna capa de resistencia mínima situada cerca de dicha zona central.

Para poder determinar el valor de esta resistencia mínima al corte es necesario efectuar una investigación o levantamiento completo de la resistencia no drenada de la arcilla (véase artículo 45), pero, como dicha resistencia, con mucha probabilidad, varía tanto en sentido vertical como en el horizontal, la selección de un valor apropiado para el cálculo requiere experiencia, un criterio maduro y una investigación completa de la estratificación del manto de arcilla. Resulta también esencial adquirir la seguridad de que realmente la arcilla no contiene ninguna capita continua de arena o de limo.

Después de haber decidido cuál es el valor que con propiedad se le



**Fig. 52.6.** Tipos de rotura por la base, cuando el subsuelo que sostiene un terraplén contiene un delgado estrato de arcilla: (a) cuando el estrato de arcilla no contiene capitas permeables; (b) cuando el estrato de arcilla contiene capitas permeables de arena o limo.

puede asignar a la resistencia al corte de la arcilla, suele calcularse el coeficiente de seguridad al deslizamiento utilizando el método descrito en el artículo 35 para el caso de una superficie de deslizamiento compuesta. Como a lo largo de la parte horizontal de la superficie de deslizamiento se ofrece una resistencia apreciable, al romper, el talud toma la característica forma en S indicada en la figura 52.6a.

#### **Falla por extensión de terraplenes construidos encima de estratos de arcilla con capitas de limo o de arena**

Si la arcilla contiene capitas continuas de arena o de limo, el drenaje de la misma no solo se hace en sentido vertical por los bordes superior e inferior del estrato, sino también en sentido horizontal por las capitas muy permeables, en la forma indicada por la figura 52.6b; de modo que éstas devienen la sede de altas sobrepresiones hidrostáticas. La presencia de condiciones hidrostáticas del tipo ilustrado por los niveles piezométricos indicados en la figura 52.6b ha sido demostrada en varios casos por mediciones piezométricas directas realizadas en las obras mismas. La diferencia entre la sobrepresión hidrostática y la suma del peso del suelo y del terraplén situado encima de la capita adquiere su máximo valor en correspondencia con el pie de los taludes; así que en estas regiones la resistencia al corte de la capita no cohesiva puede reducirse a cero, de modo que la única resistencia opuesta a la extensión del terraplén es la ofrecida por el empuje pasivo de la tierra situada por encima y más allá de la superficie de deslizamiento. Si se excede este empuje, las partes laterales del terraplén se

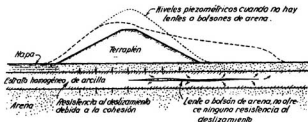


Fig. 52.7. Diagrama que muestra el efecto que sobre las condiciones hidrostáticas ejerce la presencia de una capa delgada porosa, ubicada dentro de un estrato de arcilla situado en el subsuelo de un terraplén.

desplazan hacia afuera como una sola masa, y la parte central descende dejando una depresión cóncava, tal cual lo indica la figura 52.6b. Como las condiciones del suelo no son nunca exactamente simétricas con respecto a la línea central del terraplén, la rotura se produce solo de un lado, sin que sea posible predecir de qué lado se producirá. La depresión cóncava en forma de batea, característica de este tipo de rotura, ha sido observada repetidamente.

El coeficiente de seguridad al deslizamiento depende de la distribución de la sobrepresión hidrostática dentro de las capitas permeables, la que a su vez depende de variaciones locales en la permeabilidad y de otros detalles geológicos que son desconocidos. El significado práctico de estas incertidumbres viene ilustrado por la figura 52.7. Se hicieron perforaciones a lo largo del eje del terraplén indicado en la figura y, como no se encontraron capitas permeables en ninguna de ellas, los proyectistas supusieron que, durante la construcción, se producirían las condiciones hidráulicas indicadas por la línea piezométrica trazada en punteado, condiciones que son normales y que no comprometen la estabilidad de la base del terraplén. En la realidad, la arcilla debajo de la mitad derecha del dique contenía una capita de arena fina, y como las presiones hidrostáticas se transmiten libremente a través de dichas capitas, las presiones reales adquirieron las características indicadas por la línea de trazos y el dique se rompió en la forma que indica la figura 52.6b.

Por tanto, si la geología del estrato indica la posibilidad de que la arcilla contenga capitas muy permeables, el riesgo de una rotura solo puede eliminarse adoptando para el terraplén taludes muy tendidos, al costo de un excesivo volumen, o bien utilizando uno de los expedientes constructivos indicados a continuación.

### **Medios para aumentar la estabilidad de terraplenes contruidos encima de estratos delgados de arcilla blanda**

Si el borde inferior del estrato de arcilla está situado a una profundidad de 1,50 a 2,00 metros con respecto a la superficie del terreno, es aconsejable sacar la arcilla de toda la zona ocupada por la base del terraplén. En caso

contrario, el proyectista puede elegir entre dos alternativas: especificar que el terraplén se construya más lentamente que la velocidad de consolidación de la arcilla en el centro del estrato, o bien tomar las previsiones necesarias para acelerar el proceso de consolidación por medio de pozos filtrantes. Los dos métodos merecen consideración, independientemente de si el estrato de arcilla contiene o no capitas permeables.

Para utilizar el primer procedimiento, el proyectista debe conocer la velocidad de consolidación de la parte interior del estrato. No es posible a este efecto confiar solo en el cálculo, pues sus resultados pueden ser invalidados por algún detalle geológico que haya pasado inadvertido, como ser la presencia de capitas altamente coloidales. Por ello, solo debe ser utilizado para efectuar una estimación preliminar de la máxima velocidad a que puede construirse el terraplén, pero, para eliminar el riesgo de una rotura, durante la construcción debe observarse por medio de piezómetros cómo progresa la consolidación y adaptar su ritmo a estas comprobaciones. Este hecho representa decididamente una desventaja, pues no elimina la posibilidad de que el período de construcción se prolongue en forma intolerable.

Si los resultados del cálculo indican que el proceso normal de consolidación es demasiado lento para ser utilizado como refuerzo de la base, debe entonces considerarse la aceleración de este proceso por medio de drenes verticales de arena, procedimiento que ya se describe en el artículo 50.

### **Resumen**

Los terraplenes altos pueden establecerse encima de terrenos blandos siguiendo uno de dos métodos posibles. El primero consiste en desplazar el terreno blando con el peso del terraplén. Para evitar que después de terminada la construcción se produzca un asentamiento excesivo, el terraplén debe construirse con una altura de 4 a 6 metros sobre la altura final, y el exceso de material retirarse una vez que el terraplén se ha hundido. El segundo método consiste en acelerar la consolidación por medio de drenes de arena que se extienden hasta el fondo del estrato y que descargan el agua en conductos de drenaje situados en la base del terraplén. Para determinar cuál es el procedimiento más económico es necesario preparar una planimetría acotada de la base firme en que descansa la capa blanda. Cuando el espesor de la capa es menor de 1,50 a 2,00 metros puede resultar ventajoso sacar el suelo blando por excavación.

El proyecto de terraplenes a construir encima de espesos mantos de arcilla blanda debe ir precedido de un cálculo de estabilidad. En condiciones normales debe especificarse un coeficiente de seguridad de 1,5 con respecto al hundimiento, pero, si el terraplén es muy largo, puede resultar más económico basar el proyecto sobre un coeficiente de seguridad de 1,2 ó 1,1, individualizar los puntos más débiles del subsuelo por medio de observaciones para detectar durante la construcción cualquier levantamiento, y cubrir las áreas donde éste se produce con contrapesos consistentes en una espesa capa del material utilizado para el terraplén.

La construcción de un terraplén en terreno estratificado que contiene

capas de arcilla blanda exige un cálculo de estabilidad. Debido a la sobreestimación de la estabilidad de subsuelos de este tipo, se han producido una serie de accidentes catastróficos. Si los estratos de arcilla no contienen capitas de arena o de limo, la resistencia contra la rotura por extensión depende de la resistencia promedio de las capas más débiles del subsuelo. Ahora bien, como las capas excepcionalmente blandas no son necesariamente continuas, su existencia puede pasar inadvertida, aun para el investigador más prolijo. Si la arcilla contiene capitas de arena o de limo, la resistencia a rotura por extensión depende principalmente de la presión del agua de los poros en dichas capitas. Esta presión cambia durante la construcción, no resultando posible predecir con exactitud la magnitud que alcanzará. Sólo se conocen dos métodos seguros para prevenir una rotura por extensión a lo largo de una capita de este tipo. Uno consiste en la medición periódica, durante la construcción, de la presión en los poros para determinar si se presenta un peligro inminente de rotura, y el otro en la eliminación de la presión utilizando medios adecuados de drenaje.

#### Lecturas seleccionadas

- Porter, O. J. (1936) "Studies of fill construction over mud flats including a description of experimental construction using vertical sand drains to hasten stabilization". *Proceedings de la Primera Conferencia Internacional de Mecánica de Suelos*, Cambridge, Mass. 1, págs. 229-235.
- Moran, Proctor, Mueser y Rutledge (1958) "*Study of deep soil stabilization by vertical sand drains*", Departamento de Comercio de los EE. UU., Oficina de Servicios Técnicos, Washington, 192 págs.
- Casagrande, A. (1960). "An unsolved problem of embankment stability on soft ground", *Proceedings de la Primera Conferencia Panamericana de Mecánica de Suelos*, México 2, págs. 721-746. Terraplén ferroviario a través de la región del Great Salt Lake.
- Stamatopoulos, A. C. y P. C. Kotzias (1965). "Constructions and performance of an embankment in the sea on soft clay". *Proceedings de la Sexta Conferencia Internacional de Mecánica de Suelos*, Montreal 2, págs. 566-570.

## Capítulo 9

### FUNDACIONES

#### ART. 53 FUNDACIONES DE ESTRUCTURAS

##### *Tipos de fundaciones*

La *fundación* es aquella parte de la estructura que tiene como fin exclusivo transmitir el peso de la misma al terreno natural.

Si existe a poca profundidad un estrato de suelo adecuado para soportar la estructura, ésta puede establecerse sobre el mismo con una *fundación directa*, pero si los estratos superiores son muy débiles, las cargas se transfieren a un material más adecuado situado a una mayor profundidad, utilizando para ello *pilotes* o *pilares de fundación*. Las fundaciones directas son de dos tipos. Cuando una losa única cubre el estrato de fundación en toda el área ocupada por la superestructura, la fundación se denomina con *platea*, y cuando las distintas partes de la estructura se soportan sobre apoyos individuales, la fundación se llama con *zapatas*. Una zapata que soporta una sola columna se llama *zapata individual*; una que soporta un grupo de columnas, *zapata combinada*, y una que soporta un muro, *zapata continua*.

Se llama *profundidad de la fundación* a la distancia vertical  $D_f$  entre la base de la zapata o pilar y la superficie del terreno. Cuando la base está situada debajo de un sótano o subsuelo, la profundidad  $D_f$  se refiere a la cota del nivel del piso del sótano; si la estructura es un puente, a la cota del fondo del río teniendo debida cuenta de la socavación. La diferencia principal entre zapatas y pilares se centra en el valor de la relación  $D_f/B$ , en la que  $B$  es el ancho de la base. Para las zapatas  $D_f/B$  varía normalmente entre 0,25 y 1, mientras que para los pilares es en general mayor de 5 y puede alcanzar hasta 20 o más. Es corriente que los soportes monolíticos de los puentes se denominen también pilares, cualquiera sea la relación  $D_f/B$ . No obstante, dependiendo de la magnitud de este valor, los pilares de los puentes se calculan siguiendo los principios que gobiernan el dimensionamiento de las zapatas o de los pilares de fundación.

##### *Profundidad mínima de las fundaciones de edificios*

La figura 53.1, que representa un corte de una parte de un edificio, indica las condiciones que determinan la profundidad mínima de las fundaciones de edificios. La parte exterior del edificio no tiene sótano, pero la interior sí lo tiene.

La primera exigencia estriba en que las cotas de fundación de todas

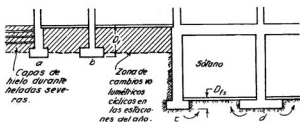
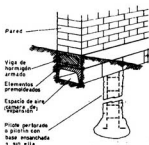


Fig. 53.1. Corte simplificado a través de una fundación con zapatas de un edificio con un sótano en su parte central.

las bases de la estructura deben estar por debajo de la zona en que el suelo se halla sujeto a variaciones cíclicas anuales de humedecimiento y secado. En general, la profundidad de dicha zona no excede de 1,50 metros, pero hay excepciones notables a esta regla, como ser la que se menciona en el artículo 21 al tratar del hinchamiento y contracción cíclica anual de ciertas arcillas de la parte central de Texas. Estas arcillas son suficientemente compactas como para soportar una tensión de 2 a 3 kg por centímetro cuadrado sin un asentamiento perceptible, pero, debido a los cambios volumétricos anuales, aun para estructuras livianas, hay que recurrir a fundaciones sobre cilindros que se extienden hasta una profundidad mayor de 6 metros (Simpson, 1934). Cambios volumétricos anuales similares, que se extienden hasta gran profundidad, también se han observado en Canadá, Sudáfrica y otras muchas partes del mundo (Bozozick, 1962; Jennings, 1953)\*. La absorción

\* Con frecuencia el cambio volumétrico mencionado involucra principalmente un hinchamiento emergente de tapar la superficie de evaporación con la construcción, el que va asociado a fuertes presiones de expansión que tienden a levantar y a dilatar las estructuras. En edificios, para enfrentar el problema se han propuesto diversas soluciones que tienen en común la trasferencia de las cargas con pilotes perforados o pilotines con o sin base ensanchada a un estrato no expansible o a una profundidad a cubierto de las variaciones cíclicas de humedad. Sobre estos pilotes se construye el edificio en el aire, separando el piso bajo el suelo, o se trata de absorber los esfuerzos diferenciales producidos por la expansión



Tipo de fundación usado en la Argentina para casas económicas de una o dos plantas cuando existen arcillas activas.

de agua del terreno por parte de las raíces de árboles grandes situados cerca de los edificios es otra de las causas que han originado importantes perjuicios por asentamientos diferenciales.

La cota de fundación debe también estar situada debajo de la profundidad hasta la cual la estructura del suelo es debilitada en forma apreciable por los agujeros de raíces o por las cavidades producidas por animales, como ser roedores o gusanos. El límite inferior de la zona debilitada se distingue fácilmente al observar las paredes de excavaciones de sondeo.

En las regiones con clima húmedo y frío, las fundaciones de las columnas y paredes exteriores deben llevarse hasta una profundidad mayor del nivel hasta el cual las heladas pueden producir un hinchamiento perceptible (artículo 21). En la parte nordeste de Estados Unidos, esta profundidad alcanza hasta 1,50 metros. Por esta razón, las paredes y columnas exteriores pueden requerir fundaciones más profundas que las interiores.

Los pisos de sótanos se establecen comúnmente a una profundidad situada bien por debajo de la mínima exigida para las zapatas de edificios sin sótanos. Por ello, en condiciones normales, la profundidad mínima de las fundaciones situadas dentro de los límites de un sótano (*c* y *d* en la figura 53.1) está condicionada únicamente a las necesidades estructurales. Solo se presentan excepciones a esta regla cuando pueden producirse situaciones que lleguen a afectar la integridad del suelo situado debajo de las zapatas, como ocurrió en un caso en que la desecación gradual de la arcilla medianamente compacta que rodeaba un cuarto de calderas profundo produjo el asentamiento desigual del edificio.\* Debido a la baja humedad y alta tem-

---

desigual del suelo dando rigidez a la estructura. En casas económicas se suele usar en Argentina la solución que ilustra la figura agregada en la cual, para las paredes y los tabiques, el efecto de la expansión se absorbe y evita con cámaras huecas de expansión dispuestas debajo de las vigas de apeo, colocadas éstas al nivel del terreno natural, como lo indica la figura, para tomar mejor el efecto de dilatación. Para los pisos interiores, donde el hinchamiento casi siempre es el efecto más dañino, se adopta una solución que supone un riesgo calculado y que consiste en construir, sobre el suelo previamente humectado por aspersión durante varios días para provocar su expansión, un contrapiso ligeramente armado sobre el cual se coloca el piso. Para aminorar aún más el costo, el contrapiso se sustituye a veces por un relleno de suelo no expansivo. La solución es aplicable a situaciones en las cuales el espesor del suelo expansivo es moderado y/o la magnitud de su expansión no supera valores del orden de los 5 a 10 cm. (Véase O. Moretto - Fundación de edificios livianos sobre arcillas activas - I Congreso Brasileiro de Mecánica de Solos, Porto Alegre, 1954. También revista *La Ingeniería*, Buenos Aires, 1957. En zonas donde existen formaciones loésicas de estructura muy suelta, llamadas "colapsibles", la profundidad de la cimentación está frecuentemente condicionada por el peligro de un derrumbe de la citada estructura como consecuencia de una saturación fortuita resultante de factores circunstanciales, como ser la rotura de una cañería de provisión de agua o de evacuación cloacal. En tales casos, para ponerse a cubierto hay que llevar las fundaciones a una profundidad no influenciada por las pérdidas de agua o hasta un estrato con estructura no susceptible de "colapso". (N. del T.)

\* Es bastante frecuente el desarrollo de un fenómeno de este tipo en las acerías donde la irradiación de calor de los hornos, de no haber una aislación adecuada, puede llegar a secar el suelo hasta profundidades considerables. Cuando el fenómeno se extiende también a lo largo de los conductos de humo que llevan a las chimeneas, éstas se inclinan hacia los hornos por el secado desigual que así se origina. Para evitarlo hay que fundar a una profundidad a cubierto del efecto del secado. (N. del T.)

peratura del aire del cuarto mencionado, el agua de la arcilla fue evaporándose a través de las paredes de hormigón. En otro caso, las zapatas de un edificio fundado en arena fina sufrieron un asentamiento originado por una pérdida de agua en las juntas abiertas de un caño cloacal mal construido, situado a un nivel inferior a la cota de fundación. El agua arrastró la arena hacia la cloaca y el asentamiento se produjo por socavación. Por ello, antes de decidir la profundidad mínima de la fundación de un edificio con sótano deben tomarse en consideración los posibles cambios artificiales de las condiciones del suelo soporte.

### **Profundidad mínima de las fundaciones de puentes**

Toda vez que sube el nivel de las aguas de un río, se produce un desplazamiento del suelo que constituye el fondo en casi todo el ancho y el largo del mismo, y el fondo del río baja. Este fenómeno se conoce con el

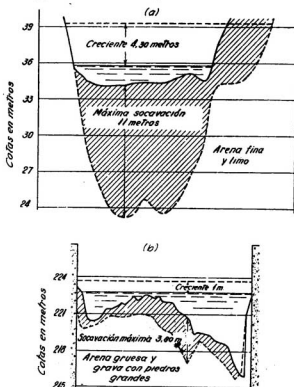
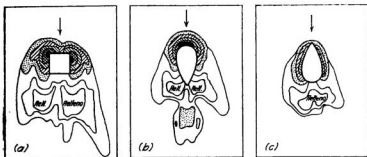


Fig. 53.2. Socavaciones provocadas por las crecientes: (a) en el curso sin obstáculos del río Colorado, cerca de Yuma, Ariz. (según Murphy, 1908), y (b) entre los estribos de un puente sobre el río Dran, en los Alpes orientales. La escala horizontal es diez veces mayor que la vertical.



**Fig. 53.3.** Resultados obtenidos con modelos hidráulicos para investigar el efecto que la forma del pilar ejerce sobre la socavación. (Según Th. Rehbock, 1931.)

nombre de *socavación*. La profundidad mínima de la fundación de un pilar de un puente viene determinada por la condición de que la cota de la misma debe hallarse por debajo del nivel hasta el cual el río puede socavar en creciente máxima.

En aquellas partes donde existen altas barrancas, malecones o diques longitudinales que impiden que la creciente se extienda por inundación sobre una gran superficie, la socavación puede llegar a ser muy profunda, aun en el caso en que el cauce no esté parcialmente obstruido por la presencia de pilares de puentes. La figura 53.2 ilustra esta posibilidad. La parte superior de la misma representa un perfil transversal del río Colorado, cerca de Yuma, Arizona, donde el fondo está constituido de arena fina limosa y de limo. Una elevación de 4,20 metros en el nivel de las aguas produjo una socavación del fondo que alcanzó casi a 12 metros (Murphy, 1908). La figura 53.2b, a su vez, representa el perfil transversal de un arroyo de montaña confinado entre los estribos de un puente. El fondo del arroyo consta de arena gruesa y grava con un alto porcentaje de piedras grandes. En este caso, una elevación de un 1 metro en el nivel de las aguas trajo aparejada una socavación que varió entre 60 centímetros y casi cuatro metros.

La obstrucción producida por los pilares de los puentes aumenta la socavación, en particular en correspondencia con los pilares mismos. La influencia que la forma de los pilares ejerce sobre la topografía de la depresión que forma la socavación se halla ilustrada en la figura 53.3, que ha sido derivada de los resultados obtenidos de ensayos sobre modelos (Rehbock, 1931).

La socavación no siempre recibe la atención que merece, y por ello el hundimiento de pilares de puentes por esta causa no es un fenómeno poco común. El hundimiento o falla de los pilares puede producirse aun en condiciones que parecieran excluir el riesgo de una socavación. En un río torrencial del Estado de Colorado se estableció la base del pilar de un puente a una profundidad de 3 metros por debajo del fondo del río. A dicha profundidad el fondo contenía piedras de un tamaño de hasta 220

decímetros cúbicos tan acunadas entre sí que, durante la construcción, resultó imposible efectuar una excavación más profunda, pues ésta era solo factible recurriendo a los explosivos, razón por la cual la fundación de los pilares fue establecida a esa cota. A pesar de esta circunstancia, la primera creciente habida después de terminada la construcción produjo el hundimiento del pilar.

Cerca de la costa Este de los Estados Unidos de Norteamérica se fundó un pilar de puente a 60 centímetros por debajo de la cota superior de una capa de grava de unos 2 metros de espesor. Este estrato estaba cubierto por una capa de barro blando, cuyo espesor alcanzaba a su vez a 2,40 metros. Durante una creciente extraordinaria se produjo un asentamiento apreciable del pilar, y lo notable es que, después del descenso de las aguas, se comprobó que el manto de grava se hallaba aún cubierto con su capa de barro. Del informe relativo a la forma en que se produjo el hundimiento parece derivarse que éste se debió a socavación de la grava, con la remoción previa de la capa de barro superior, y que, a medida que las aguas descendían, el río volvió a depositar una nueva capa de barro.

En aquellas partes de un río donde durante las crecientes se produce un desborde que abarca un área grande, la socavación puede llegar a ser imperceptible y hasta, en algunos casos, el fondo del río se eleva localmente. Sin embargo, los puentes se ubican normalmente en puntos donde estas condiciones no se cumplen, y por otro lado, en una sección trasversal dada de un río, el punto de máxima socavación suele desplazarse año a año de un lugar a otro y de una manera completamente imprevisible.

Como la predicción fehaciente de la posible socavación requiere una vasta experiencia en la hidráulica de ríos, solo pueden efectuarla los especialistas en este tema, pero debido a las incertidumbres inevitables que encierran esas predicciones, se hace necesario adoptar un gran margen de seguridad. Cuando no se han hecho investigaciones sobre la socavación por parte de un especialista y más aún, cuando la roca o el estrato a prueba de socavación está a una profundidad muy grande, es aconsejable establecer la cota de fundación a una profundidad, por debajo del fondo del río en estiaje, igual o no menor de cuatro veces la máxima diferencia conocida entre la cota de estiaje y de creciente máxima\*.

### ***Tensión admisible del suelo***

A medida que aumenta la carga sobre una fundación, ésta se asienta. Para cargas pequeñas el asentamiento suele desarrollarse en proporción directa con la carga. Para cargas mayores aumenta más rápidamente y, si éstas

\* En opinión del traductor, este límite de socavación debe entenderse como un máximo que pone a cubierto de cualquier eventualidad en los ríos con cauce no divagante. Puede, empero, en casos excepcionales, ser pequeña para ríos de régimen torrencial con cauce divagante y suele resultar muy exagerada para ríos de régimen relativamente tranquilo. Por ello, el traductor entiende que dicho límite no debe utilizarse como una regla, sino que solamente como un criterio de base a ajustar de acuerdo a las condiciones específicas del problema, siendo éste el espíritu con que, interpreta, ha sido redactado el texto por los autores (*N. del T.*).

superan cierto valor, se torna excesivo o incontrolablemente grande y se dice que la fundación ha roto por penetración en el terreno o bien que se ha alcanzado la capacidad de carga a rotura del suelo. Con frecuencia, la diferenciación entre asentamiento excesivo y rotura por penetración en el terreno es bastante arbitraria. No obstante, conviene considerar las dos condiciones en forma independiente, en especial porque el asentamiento puede aumentar por consolidación de suelos compresibles situados por debajo de la cota de cimentación, aun cuando la carga se mantenga constante.

Por las razones expuestas es apropiado exigir que toda fundación deba satisfacer dos condiciones independientes.

Primera: el coeficiente de seguridad de la fundación con respecto a una rotura o falla por hundimiento en el terreno no debe ser menor de 3, que es apenas mayor del mínimo coeficiente de seguridad comúnmente exigido en el proyecto de los elementos más críticos de la superestructura\*. Segunda: la deformación provocada en la estructura, por efecto de un asentamiento desigual, no debe ser demasiado grande a fin de no dañarla.

No hay una relación definida entre el coeficiente de seguridad a rotura y el asentamiento, de modo que dichos fenómenos deben considerarse separadamente. Los métodos teóricos para calcular el coeficiente de seguridad de las fundaciones a rotura por hundimiento en el terreno (artículo 33) son simples y bastante exactos, de modo que pueden utilizarse en el proyecto de las fundaciones sin introducirles modificación esencial alguna. Por el contrario, los métodos para calcular la magnitud y distribución de los asentamientos son complicados y, en muchos casos, muy poco fehacientes o exactos. Esta circunstancia especial determina el procedimiento a seguir para calcular la tensión admisible del suelo cuando el proyecto debe basarse en la consideración de los asentamientos.

Como todas las sustancias, incluidos el suelo y la roca, son compresibles, todas las fundaciones sufren un asentamiento. Si la fundación o plano de asiento de la estructura permanece plana durante el asentamiento, la magnitud del mismo tiene, en general, solo importancia relativa. Pero si la fundación se alabea, la estructura puede llegar a sufrir algún desperfecto. Por esta razón, la distribución del asentamiento en la fundación o plano de asiento de una estructura tiene mucha más importancia que su valor máximo, pero al mismo tiempo es mucho más difícil de determinar.

\* En opinión del traductor, cuando no se hace un cálculo de asentamientos, el uso de un coeficiente de seguridad igual o mayor de 3, viene impuesto no solo por las contingencias propias relativas a la incertidumbre respecto a la magnitud de la sollicitación y al valor de la resistencia del suelo, sino que interviene, además, como factor determinante el peso de la experiencia puntualizando que, en tal circunstancia, la probabilidad de que el asentamiento resultante se coloque dentro de límites tolerables es muy grande. Disminuir el coeficiente de seguridad por debajo de dicho valor significa salirse de los límites de la experiencia citada y entraña el peligro que significa penetrar en zona desconocida. De hacerlo se torna indispensable un cálculo de asentamientos. Véase O. Moretto, "Rotura y deformación", Rev. "La Ingeniería", N° 1000, Bs. As., septiembre de 1968, y también Cimientos profundos - "Síntesis escogida del estado actual del conocimiento sobre la interacción con el suelo", Revista Latinoamericana de Geotecnia, Vol. I, N° 2, Caracas, Venezuela, 1971. También revista "La Ingeniería", Buenos Aires, 1972.

Según el artículo 41, la magnitud y distribución del asentamiento de un área cargada dependen de las propiedades físicas del suelo situado debajo de dicha área, del tamaño de la misma, de la profundidad de la fundación y del nivel de la napa freática. Además, si un edificio descansa sobre zapatas de fundación, el cálculo del asentamiento se complica aún más por el hecho de que las condiciones del subsuelo existentes debajo de cada zapata suelen ser distintas (artículo 45). Por ello, resulta impracticable un cálculo correcto del efecto que todos estos factores ejercen sobre el asentamiento, de modo que normalmente el proyectista se ve obligado a determinarlo recurriendo a simples reglas semiempíricas. La teoría de los asentamientos (artículo 41) sirve solo de fundamento para una interpretación racional de los resultados de los ensayos de suelo y de los ensayos de carga, y para determinar los límites de validez de las reglas semiempíricas. Los cálculos afinados de asentamientos se justifican solamente cuando el subsuelo contiene estratos de arcilla blanda situados debajo del plano de fundación o de la punta de los pilotes (artículos 54 al 56).

Las reglas semiempíricas para determinar el asentamiento se fundamentan en relaciones observadas entre los resultados de ensayos simples en el terreno, como ser los de penetración, la carga por unidad de área y el comportamiento de estructuras existentes. Toda relación de este tipo es de carácter estadístico y lleva consigo una dispersión más o menos importante con respecto al término medio. La experiencia demuestra que una relación deducida para una región de características geológicas bien definidas involucra siempre una dispersión menor que cuando la misma relación se aplica a todos los depósitos de idéntico tipo, cualquiera sea su origen geológico y ubicación. En este libro solo se consideran relaciones de este último tipo, y debido a la gran dispersión que debe esperarse de las mismas, las recomendaciones que el libro contiene son de un carácter muy conservativo. Por ello, toda vez que deba construirse dentro de una zona limitada, como ser la ocupada por una gran ciudad, las reglas dadas en los artículos subsiguientes deben ser contrastadas con la experiencia local y, si se encuentra que son demasiado conservadoras para esa región particular, deben modificarse a la luz de dicha experiencia.

Por ejemplo, siguiendo una de las relaciones generales tratadas en el próximo artículo, una arena que tiene como resistencia a penetración un valor  $N = 25$  (página 300) es de densidad mediana y, si la napa freática está cerca de la cota de fundación, debe asignársele para una zapata de gran dimensión una tensión admisible de unos 1,2 kg por centímetro cuadrado. Sin embargo, investigaciones locales han demostrado que el depósito de arena situado en el extremo sur del lago Michigan, cerca del límite entre Indiana e Illinois, que tiene un valor de  $N = 25$ , es en realidad una arena densa que puede con seguridad ser sometida a una tensión de 1,6 kg por centímetro cuadrado cuando se construye una zapata grande.

Mientras no se hayan establecido reglas locales, las exigencias de la seguridad requieren que el proyecto se efectúe en base a las reglas generales más conservadoras. Pero, debido precisamente al mayor gasto que este procedimiento significa, la acumulación de datos necesarios para esta-

blecer reglas locales es una inversión excelente que debe ser fomentada. Solo en esta forma puede el ingeniero sacar las máximas ventajas de las características del suelo local.

Los artículos que siguen tratan de los métodos para adaptar los cuatro tipos principales de fundación a las características del subsuelo.

#### Lecturas seleccionadas

Los movimientos de la fundación debidos a variaciones volumétricas estacionales y los métodos para evitarlos se tratan en las siguientes referencias:

- Jennings, J. E. (1953). "The heaving of buildings on desiccated clay", *Proceedings de la Tercera Conferencia Internacional de Mecánica de Suelos*, Zurich, 1, págs. 390-396.
- Dawson, R. F. (1959). "Modern practices used in the design of foundations for structures on expansive soils", *Colo. School of Mines Quarterly*, 54, N° 4, págs. 67-87.
- Means, R. E. (1959) "Buildings on expansive clay", *Colo. School of Mines Quarterly*, 54, N° 4, págs. 1-31.

Los artículos publicados en el Symposium sobre Suelos Expansivos, África del Sur, 1957-1958, contienen mucha información al respecto.

Las siguientes referencias contienen datos sobre profundidad de socavación observada alrededor de los pilares de puentes:

- Schneible, D. E. (1924). "Some field examples of scour at bridge piers and abutments", *Better Roads*, 24, Agosto, pág. 21.
- Hubbard, P. G. (1955). "Model-prototype comparison of bridge-pier scour", *Proceedings of the Highway Board*, 34, págs. 184-188.
- Laursen, E. M. (1955). "Model-prototype comparison of bridge-pier scour", *Proceedings Highway Research Board*, 34, págs. 188-193.
- Neill, C. R. (1964). "A review for bridge engineers", *Canadian Good Roads Assn*, Ottawa, Tech. Publ. N° 23.

## ART. 54 FUNDACIONES SOBRE ZAPATAS

### *Origen y limitaciones de los métodos convencionales de proyecto*

El paso más importante a seguir en el proyecto de una fundación sobre zapatas consiste en determinar la máxima presión que puede aplicarse al suelo situado debajo de las zapatas sin que se produzca la rotura del suelo o un asentamiento excesivo. Antes del advenimiento de la mecánica de los suelos, los métodos existentes para elegir esta presión se basaban en la experiencia y en un conocimiento inadecuado de las propiedades y del comportamiento de los suelos. Aun cuando dichos métodos presentaban muchas desventajas, eran expeditivos. Por ello, se ha mantenido su estructura introduciendo las modificaciones pertinentes, para tener en cuenta los conocimientos desarrollados por la mecánica de los suelos. El uso inteligente de estos procedimientos modificados presume un conocimiento de los que prevalecieron antes de la primera mitad del siglo.

Antes del siglo XIX, la estructura de la mayoría de los grandes edificios estaba formada de pesadas paredes principales, algo flexibles, segmentadas y unidas por paredes transversales también gruesas y flexibles que formaban las divisiones de los mismos. Como dichos edificios podían sufrir grandes asentamientos sin ser dañados, los constructores prestaban poca atención a

Tabla 54.1

Presiones admisibles del suelo según varios códigos de edificación norteamericanos (Presiones en kg/cm<sup>2</sup>)

Características del suelo de fundación	Akron, 1920	Atlanta, 1911	Boston, 1926	Cleveland, 1927	Denver, 1927	Louisville, 1923	Minneapolis, 1911	New York, 1922	St. Paul, 1910	Jacksonville, 1922
1 Arena fluida o suelo de aluvión .....	½	—	—	½	—	—	—	—	—	—
2 Arcilla blanda o húmeda de al menos 4,50 metros de espesor .....	1	1	—	2	—	—	1	1	—	1
3 Arcilla blanda y arena húmeda .....	1½	—	—	1½	—	—	—	—	1	—
4 Arcilla y arena, mezcladas o en capas .	—	2	—	—	—	—	2	2	2	2
5 Arcilla firme .....	—	—	—	—	—	—	—	2	—	—
6 Arena húmeda .....	—	—	—	—	—	—	—	2	—	—
7 Arena fina húmeda .....	2	—	—	2	—	—	—	—	—	—
8 Arcilla blanda confinada .....	—	—	2	—	—	—	—	—	—	—
9 Arcilla en mantos espesos, relativamente seca .....	—	—	—	—	2-4	—	—	—	—	—
10 Arcilla sólida seca .....	—	—	—	—	—	—	—	—	—	3
11 Loam, arcilla o arena fina, firme y seca	—	—	—	—	—	2½	3	—	—	—
12 Loam seco firme .....	2½	2-3	—	—	1-2	—	—	—	—	—
13 Arena seca firme .....	3	2-3	—	—	2-4	—	—	3	—	3

14 Arena fluida drenada .....	-	-	-	3	-	-	-	-	-	-
15 Arcilla dura .....	-	3-4	-	3	-	4	4	-	4	-
16 Arena fina húmeda .....	-	-	3	-	-	-	-	-	-	-
17 Arena gruesa muy fina .....	-	3-4	-	-	4-6	4	4	-	4	4
18 Grava .....	-	3-4	-	-	-	4	4	6	-	4
19 Arcilla dura seca .....	-	-	-	-	-	-	-	4	-	-
20 Arcilla en mantos espesos siempre seca .	4	-	-	-	4-6	-	-	-	-	-
21 Arcilla fina seca .....	-	2-3	-	-	-	-	-	-	-	-
22 Arena fina seca .....	-	-	4	4	-	-	-	-	-	-
23 Arena gruesa y grava compacta .....	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4
24 Grava y arena gruesa en mantos espesos	5	-	-	8	-	-	-	-	-	-
25 Arena gruesa o mediana húmeda o seca	-	-	5	-	-	-	-	4	-	-
26 Arcilla azul dura, mezclada con arena .	-	-	5	-	-	-	-	-	-	-
27 Grava, arena compacta y arcilla amarilla dura .....	-	-	6	-	8-10	-	-	-	-	-
28 "Hardpan" .....	-	-	-	-	-	-	-	10	-	-
29 Esquisto duro, no expuesto .....	6	-	-	6	-	-	-	-	-	-
30 Esquisto y "hardpan" .....	-	-	10	-	-	-	-	-	-	-
31 Roca blanda .....	-	-	-	-	-	-	-	8	-	-
32 Roca .....	10	15	100	10	10-200	-	-	40	-	-

las fundaciones, como no fuera la preocupación de aumentar el espesor de las paredes en correspondencia con sus cimientos. Si el terreno era demasiado blando para soportar las cargas, las paredes se instalaban sobre pilotes. Cuando debían construirse estructuras de dimensiones excepcionales con grandes domos, bóvedas o columnas individuales pesadas, los proyectistas tenían tendencia a dimensionar fundaciones muy pequeñas, pues no había reglas ni experiencia que los guiase. Como consecuencia, muchos edificios importantes se derrumbaron o quedaron desfigurados a causa de los refuerzos agregados *a posteriori*.

El desarrollo durante el siglo XIX de una industria altamente competitiva condujo a la demanda de edificios grandes pero económicos. Los tipos de construcciones que se desarrollaron resultaron mucho más sensibles a los asentamientos diferenciales y, además, muchos de los sitios más adecuados para la construcción de edificios industriales estaban situados en regiones que habían sido antes descartadas debido a las conocidas malas condiciones del subsuelo. Por ello, los proyectistas se encontraron en la necesidad de disponer de un procedimiento más seguro, aplicable a todas las condiciones del subsuelo, que les proporcionase un método para dimensionar las zapatas de un determinado edificio en forma tal que todas sufriesen aproximadamente el mismo asentamiento.

Para satisfacer esta necesidad se desarrolló, simultáneamente en varios países en la década que siguió al año 1870, el concepto de la "tensión admisible del suelo". Este concepto se basó en el hecho evidente de que, bajo condiciones bastante similares del suelo, las zapatas que transmiten presiones de alta intensidad al subsuelo sufren generalmente asentamientos mayores que aquellas que transmiten presiones de baja intensidad. Con esta idea en la mente, los proyectistas empezaron a observar las condiciones en que se encontraban los edificios soportados por zapatas que ejercían distintas presiones sobre el suelo. Las presiones transmitidas por las zapatas de aquellos edificios que sufrieron daños debidos a asentamientos, se consideraron demasiado grandes para las condiciones del subsuelo existentes debajo de las mismas. Fue tomada como satisfactoria la máxima presión para la cual no se había producido daño estructural alguno, y esta presión considerada como la presión admisible del suelo o capacidad de carga admisible. Los valores obtenidos por este procedimiento empírico, para cada tipo de suelo de una localidad dada, fueron reunidos en una tabla de tensiones admisibles, que luego se incorporó en el reglamento de edificación de dicha localidad. La tabla 54.1 proporciona resúmenes de las especificaciones de los reglamentos de varias ciudades norteamericanas en los años que precedieron a la década del 30.

Aunque la mayoría de los códigos de edificación contienen tablas de presiones admisibles del suelo, ninguno proporciona indicación alguna del origen de los valores, ni tampoco explican el significado de la expresión "presión admisible del suelo". Estas omisiones han fomentado la creencia de que el asentamiento de un edificio será uniforme y no tendrá consecuencias, toda vez que la presión que las zapatas transmiten al suelo sea igual a su tensión admisible. Se cree que el tamaño del área cargada y el tipo de

edificio no tienen importancia alguna. Hay ingenieros que hasta creen que un edificio con zapatas que ejercen sobre el suelo la presión admisible no sufre asentamiento alguno. En gran medida estos conceptos errados todavía prevalecen en la actualidad.

Muchas de las fundaciones proyectadas en base a la tensión admisible del suelo dada en las tablas se comportaron en forma completamente satisfactoria, pero de tanto en tanto aparecía alguna sorpresa y las estructuras se asentaban en exceso. Como los ingenieros creían que, si no se excedía la presión admisible, las zapatas no experimentaban asentamientos apreciables, asignaban las fallas a una clasificación errónea del suelo. Supusieron que se había elegido una presión admisible equivocada, debido a que los términos utilizados para describir el suelo en el terreno y en el código de edificación no tenían el mismo significado. Para evitar esta dificultad gradualmente se hizo costumbre seleccionar o por lo menos verificar la tensión admisible del suelo en base a los resultados de ensayos de carga.

Un ensayo de carga se ejecuta aumentando la carga sobre un plato, por pequeños incrementos, y midiendo los asentamientos resultantes. El plato de carga descansa en el fondo de una excavación al nivel de la cota de fundación. Según cuál sea la preferencia del ingeniero que hace el ensayo, el plato se rodea de un cajón y se rellena el pozo hasta la altura a que la zapata quedará enterrada (fig. 54.1a) o, en caso contrario, el pozo se hace grande suficiente como para que el plato descansa en el medio de un área plana. Los resultados de ensayo se representan por curvas presión-asentamiento, similares a la indicada en la figura 54.1b. En lo que sigue se describen dos de los métodos más utilizados para realizar ensayos de carga e interpretar sus resultados.

El primer método consiste en cargar un plato cuadrado o circular de una dimensión cualquiera elegida por el investigador. La carga admisible  $q_a$  por unidad de área se considera igual a una fracción, como ser un medio, de la presión media sobre el plato en el momento de producirse la rotura. Este procedimiento es objetable por varias razones: en primer lugar, si la curva carga-asentamiento se asemeja a la  $C_2$  (figura 33.1), no existe ninguna

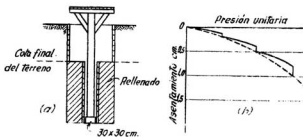


Fig. 54.1. (a) Dispositivo de ensayo para determinar la relación entre la presión unitaria y el asentamiento de un plato de ensayo, con el fin de elegir la presión admisible del suelo; (b) uno de los métodos corrientemente utilizados para representar los resultados del ensayo de carga.

carga definida de rotura; en segundo lugar, el tamaño del área cargada, que es optativo, puede ejercer una gran influencia sobre la capacidad unitaria de carga (véase artículo 33). Por ello, utilizando este primer procedimiento, dos investigadores diferentes pueden obtener valores muy distintos de  $q_a$  para un mismo suelo.

El segundo método consiste en cargar un plato que cubre un área de 30 por 30 centímetros. La presión admisible  $q_a$  se define arbitrariamente, como la mitad de aquella carga unitaria que produce un hundimiento del plato igual a media pulgada. (En países que utilizan el sistema métrico, el área del plato se hace comúnmente igual a 1.000 centímetros cuadrados, y el asentamiento determinante igual a 1 centímetro.) Este procedimiento, aunque arbitrario, resulta preferible al anterior, pues, por lo menos dos investigadores distintos ensayando el mismo suelo obtienen el mismo valor para  $q_a$ .

Existen muchos otros métodos para realizar ensayos de carga y muchas otras reglas para interpretar sus resultados. Pero, cualquiera sea el método, los resultados del ensayo solo reflejan las características del suelo situado dentro de una profundidad menor de dos veces el ancho del plato de carga, mientras que el asentamiento de las zapatas depende de las propiedades de un espesor de suelo mucho mayor. Por ello, si las características del suelo cambian por debajo de una profundidad aproximadamente igual a dos veces el ancho del plato, como ocurre con frecuencia, los resultados conducen a conclusiones muy erróneas. Como es práctica casi universal elegir la presión admisible sin considerar para nada el tamaño de las zapatas, ni el tipo de superestructura ni otras características vitales de la fundación a construir, no resulta sorprendente llegar a la conclusión de que la aplicación cada vez más extendida de los ensayos de carga no redujo de una manera significativa la frecuencia con que se proyectaban zapatas inadecuadas. En efecto, a pesar de la ejecución y aplicación cuidadosa de ensayos de carga, se han producido varias fallas completas de las fundaciones de estructuras. Por ello, para reducir el riesgo de un proyecto defectuoso, la presión admisible del suelo debe elegirse no solo en función de los ensayos de carga o sus equivalentes, sino también en función de las características del perfil del subsuelo y de las de la fundación misma. Una parte de los conocimientos necesarios puede obtenerse de las teorías tratadas en los artículos 33, 40 y 41; el resto se deriva de la experiencia constructiva.

Debido a la gran variedad de suelos y combinaciones de suelos que se presentan en la práctica no resulta posible desarrollar un método único para determinar la presión admisible que resulte aplicable en todos los casos. El procedimiento a seguir debe siempre ser adaptado a las condiciones del subsuelo que revelan las perforaciones exploratorias, pero además, y en particular, dicho procedimiento depende de la *profundidad activa*. Esta expresión se refiere a la profundidad hasta la cual la carga sobre la zapata altera el estado de tensión en el suelo en una cantidad suficiente como para producir una contribución perceptible en su asentamiento.

La profundidad activa depende no solo del tamaño de la zapata y de

la carga que soporta, sino también, en alto grado, del perfil del subsuelo y de las propiedades físicas de los suelos que constituyen cada uno de sus estratos. Si el módulo tangente inicial del suelo (artículo 15) aumenta con la profundidad, a contar de la cota de fundación, la profundidad activa no excede el ancho  $B$  de la zapata; pero si por el contrario el suelo se hace más blando con la profundidad, la profundidad activa puede resultar igual a varias veces el ancho  $B$ .

En lo que sigue se consideran cuatro tipos principales de condiciones del subsuelo:

a) Las zapatas descansan en arena o en arena y grava que no contienen capas de arcilla blanda u otro suelo altamente compresible dentro de la profundidad activa.

b) Las zapatas descansan en arcilla que hasta la profundidad activa es bastante homogénea.

c) Las zapatas apoyan sobre un suelo con propiedades intermedias entre aquellas de la arena y de la arcilla, como ser limo, algunos tipos de rellenos, o loess. Se supone que el subsuelo es bastante homogéneo en la zona delimitada por la profundidad activa.

d) Las zapatas apoyan sobre un suelo que contiene dentro de su profundidad activa una o más capas blandas.

### **Zapatas sobre arena homogénea**

La tabla 54.2 ejemplifica las concepciones que prevalecían en los códigos antes de 1930 y que aún se conservan en algunos, con respecto a las presiones admisibles del suelo en el caso de arenas. Como un primer paso en el proceso de establecer una base racional para la determinación de la presión admisible se examinan las limitaciones de esta tabla. Los valores numéricos indicados en la misma pueden resultar completamente inapropiados, pues la clasificación del suelo está basada en propiedades que en gran parte no tienen importancia alguna, mientras que al mismo tiempo se igno-

**Tabla 54.2**

**Presiones admisibles usuales en arena (Códigos de edificación anteriores a 1930)**  
**Resumen de la tabla 54.1**

	$q_u$ en kg/cm <sup>2</sup>
1 Arena fluida .....	0,5
8 Arena mojada .....	2
11 Arena fina, firme y seca .....	2,5-3
14 Arena fluida drenada .....	3
17 Arena gruesa muy firme .....	3-6
24 Grava y arena gruesa en mantos espesos ....	5-8

ran las propiedades significativas. Por ejemplo, la expresión arena fluida no describe ningún tipo de arena, pues ni siquiera indica una arena que necesariamente debe hallarse en estado suelto antes de iniciar la obra. En efecto, una arena fina y uniforme situada por debajo del nivel de la napa, cerca de Lynn, Massachusetts, ilustra muy bien esta aseveración. Este material tenía, entre los constructores de la zona, la fama de ser una arena fluida peligrosa, pues, cuando en las obras se utilizaban aún métodos primitivos de drenaje, el fondo de las excavaciones efectuadas en la misma se hacía tan blando que la arena empezaba a bullir a la menor provocación. Sin embargo, deprimida la napa con pozos filtrantes y realizado un ensayo de carga, los resultados, que son los indicados por la curva 2 de la figura 45.3a, demostraron que se trataba de una arena firme y densa.

En este mismo sentido, la descripción del segundo suelo de la tabla no indica si el material se halla por encima o por debajo de la napa, a pesar de que este factor es decisivo. Asimismo, el tamaño de los granos indicados para el tercero, quinto y sexto materiales no tiene una influencia directa sobre su capacidad de carga. En efecto, la más pobre de las arenas representadas por la figura 45.3 a, e indicada por la curva 5, era limpia, gruesa, de granulometría variada y seca; mientras que la mejor, representada por la curva 1, era uniforme, fina y mojada.

Para establecer criterios más adecuados para proyectar zapatas en arena, la presión admisible del suelo debe relacionarse, no con las propiedades sin importancia, sino con aquellas propiedades y condiciones que tienen una influencia significativa sobre el comportamiento de la arena bajo carga. Estas propiedades y condiciones son la densidad relativa y la posición del nivel de la napa con respecto a la cota de fundación de las zapatas.

La densidad relativa tiene una influencia decisiva sobre el ángulo de fricción interna  $\phi$  y sobre la forma de la curva carga-asentamiento. Dependiendo de la densidad relativa, el ángulo  $\phi$  de una arena puede variar dentro de un intervalo grande, como, por ejemplo, de  $27,5^\circ$  a  $46^\circ$  (artículo 17), y la curva carga-asentamiento tener cualquier forma intermedia entre las  $C_1$  y  $C_2$  de la figura 33.1. La densidad relativa debe estimarse con ensayos normales de penetración, utilizando para ello la tabla 45.1 de la página 337. Datos más completos, referentes a variaciones en la densidad relativa, pueden obtenerse rápidamente efectuando auscultaciones.

La posición que la napa freática ocupa con respecto al plano de fundación tiene influencia, tanto en la capacidad de carga a rotura de la arena como en el asentamiento. Si la napa sube, de una cota inferior a la que corresponde a la profundidad activa, hasta la base de la zapata, el peso unitario efectivo del suelo situado entre ambos niveles se reduce en aproximadamente un 50 por ciento (artículo 12) y, como consecuencia, disminuye el coeficiente de seguridad con respecto a un hundimiento de la zapata por rotura del suelo (artículo 33) y el asentamiento aumenta sustancialmente (artículo 41).

Cálculos basados en la teoría presentada en el artículo 33 conducen a las siguientes conclusiones relativas al coeficiente de seguridad  $F$  de zapatas

calculadas teniendo en cuenta las presiones admisibles usuales en arena: si la base de la zapata descansa en arena suelta al nivel o por debajo de la napa y si, además, el ancho  $B$  de la zapata es menor de aproximadamente 1,50 ó 2,00 metros, y la profundidad de la fundación por debajo del terreno natural o del nivel del sótano es menor que  $B$ , el valor de  $F$  puede resultar menor del mínimo de 3 exigido. En los casos raros en que estas condiciones se satisfacen en forma simultánea, se debe realizar un cálculo de estabilidad para determinar si se cumplen las exigencias de la seguridad. En todos los otros casos el coeficiente de seguridad es mayor, y comúnmente mucho mayor de 3. Por ello, en condiciones normales la presión admisible en arena viene determinada exclusivamente por razones de asentamiento.

La distribución de los asentamientos, en el plano de fundación de un edificio apoyado en zapatas de un ancho  $B$ , viene determinada principalmente por las variaciones en la compresibilidad de la capa de arena de espesor  $B$ , situada inmediatamente por debajo de las zapatas (véase artículo 45). La figura 54.2, que muestra los asentamientos de varias zapatas continuas de ancho constante, cargadas en forma uniforme, demuestra la importancia práctica de estas variaciones. Si los subsuelos hubiesen sido uniformes, las zapatas se hubieran asentado en forma casi uniforme; la diferencia de asentamiento tuvo por causa las variaciones locales en la compresibilidad del suelo (Terzaghi, 1938b).

El estudio de las observaciones de asentamientos, realizadas hasta el momento, conduce a la conclusión de que el asentamiento diferencial de zapatas continuas uniformemente cargadas, y de zapatas individuales de tamaño aproximadamente idéntico e igualmente cargadas, muy difícilmente excede el 50 por ciento del asentamiento máximo. Pero en la práctica, el tamaño de las zapatas que soportan las distintas columnas de un mismo edificio suele ser muy distinto, pues las cargas que transmiten las columnas difieren mucho entre sí, de modo que este hecho introduce una nueva fuente de asentamiento diferencial.

De acuerdo con lo expuesto en el artículo 41, en función de consideraciones teóricas y de las características tensión-deformación de la arena, el

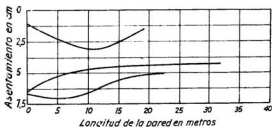


Fig. 54.2. Diagrama que muestra el asentamiento sufrido por zapatas continuas largas y angostas, que soportaban muros de ladrillo. (Según Terzaghi, 1938b.)

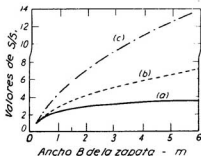


Fig. 54.3. Relación aproximada entre el ancho  $B$  de una zapata en arena y el cociente  $S/S_1$ , entre el asentamiento  $S$  de una zapata de ancho  $B$  y el asentamiento  $S_1$  de un plato de 30 cm de ancho sometido a la misma presión unitaria. La curva (a) se refiere a condiciones comunes. La curva (b) representa las relaciones posibles para una arena suelta. La curva (c) se refiere a arenas con pequeño contenido orgánico.

asentamiento de zapatas cuadradas, que ejercen igual presión unitaria sobre una arena homogénea, aumenta con el ancho de la zapata en la forma en que lo indica la curva llena de la figura 41.3. Por su parte, los resultados de experimentos y observaciones confirman esta conclusión teórica, e indican que el asentamiento aumenta con el ancho  $B$  de la zapata, siguiendo aproximadamente la ley representada por la curva  $a$  de la figura 54.3. Los datos empíricos para la construcción de esta curva se de ivaron de ensayos de carga sobre áreas pequeñas, realizados sobre arena compactada artificialmente; de ensayos de carga efectuados en estratos le arena homogénea y de mediciones de asentamientos de edificios. En la misma,  $S_1$  es el asentamiento de un área de  $30 \times 30$  cm bajo una carga de la  $q$  por unidad de área, y  $S$  el asentamiento bajo la misma presión unitaria de una zapata de ancho  $B$ . En la construcción de la curva  $a$  (fig. 54.3) se le dio el mayor peso a los datos empíricos derivados de asentamientos diferenciales observados en estructuras fundadas sobre zapatas de diferentes tamaños apoyadas sobre un mismo depósito de arena. Los experimentos en escala reducida que se realizan en el terreno, incluidos los ensayos de carga sobre pequeños platos de  $30 \times 30$  cm, suelen conducir a la conclusión errónea de que se deben producir asentamientos relativamente mayores con el aumento del ancho de la zapata, debido a que la cohesión aparente originada por la capilaridad tiene en la arena una influencia desproporcionadamente grande sobre el asentamiento de áreas cargadas pequeñas en comparación con la que tiene para las grandes. La presencia de materia orgánica puede incrementar radicalmente la influencia del tamaño del área cargada, como lo indica la curva (c) de la figura 54.3. Hay alguna indicación de que la relación  $S/S_1$  puede aumentar más rápidamente con el ancho, como lo indica la curva  $b$ , si la arena es suelta que si es medianamente densa o densa (Bjerrum y Eggstad, 1963).

Para la curva *a*, la relación entre *S*, *S*<sub>1</sub> y *B* viene expresada en forma aproximada por la fórmula:

$$S = S_1 \left( \frac{2B}{B + 30} \right)^2 \quad \text{en cm} \quad (54.1)$$

en la que todos los valores, *S*, *S*<sub>1</sub> y *B* deben expresarse en centímetros.

No hay mayor diferencia entre los asentamientos de zapatas continuas y cuadradas de igual ancho *B*, pues el efecto de las zapatas continuas, de interesar la arena hasta una profundidad mayor que en las cuadradas, se halla compensado por el confinamiento longitudinal producido por las primeras, que impide que la arena pueda desplazarse en una dirección paralela a la zapata. La figura 54.3, curva *a*, indica que, cuando las presiones transmitidas al suelo son iguales, el asentamiento de una zapata grande (mayor de 6 × 6 metros) excede al de una zapata chica (de 1 × 1 ó 1,5 × 1,5 metros) en aproximadamente un 30 por ciento. Además, para un ancho dado *B* de la zapata, el asentamiento disminuye algo a medida que aumentan los valores de la *relación de profundidad* *D<sub>f</sub>/B*, en la que *D<sub>f</sub>* es la profundidad de la fundación (artículo 53). Teniendo en cuenta todas estas circunstancias, es muy poco probable que, aun en casos extremos, que comprendan una fundación sobre zapatas de tamaños muy distintos y relaciones de profundidad también muy distintas (fig. 53.1), el asentamiento diferencial llegue a exceder el 75 por ciento del asentamiento máximo. Normalmente será mucho menor.

La mayoría de las estructuras ordinarias, como ser edificios de oficinas, casas de departamentos o fábricas, pueden absorber un asentamiento diferencial entre columnas adyacentes de unos 2 centímetros de magnitud. Este asentamiento diferencial no será excedido si, siguiendo lo indicado en el párrafo anterior, se elige la presión sobre el suelo de modo que el asentamiento de la zapata más grande del edificio no sea mayor de 2,5 cm, aun en el caso de que la misma descansa en la parte más compresible del depósito de arena. Por tanto, para el proyecto de las zapatas de dichas estructuras puede tomarse como presión admisible aquella que produzca en la zapata más grande un asentamiento igual a 2,5 cm. Lo que sigue es una descripción de un método aproximado para elegir la tensión admisible en arena, tomando como base dicha hipótesis. Si se puede tolerar un asentamiento diferencial  $\Delta S$  mayor de 2 cm, la presión admisible dada por dicho método puede multiplicarse por  $\frac{4\Delta S}{3}$ , pero en tales casos es aconsejable investigar si se cumple la condición de estabilidad (Terzaghi, 1935).\*

\* La magnitud del asentamiento admisible es también función de la distancia entre columnas, de modo que, si se desea afinar criterio,  $\Delta S$  puede hacerse también función de esa distancia. Teniendo en cuenta que en casas de departamento la distancia mencionada suele corrientemente situarse entre 4,00 y 6,00 m, un asentamiento diferencial admisible de 2 cm supone una distorsión angular máxima del orden de 1/200 a 1/300 como valor admisible. La tendencia actual es aceptar 1/300 como razonable. (N. del T.)

### ***Presión admisible en arena seca y en arena húmeda***

El asentamiento de una zapata apoyada en arena seca o en arena húmeda depende principalmente de la densidad relativa de la arena y del ancho de la zapata. Según se explica en el artículo 45, la determinación directa de la densidad relativa de arenas es difícil y lenta. Por ello, en la práctica, la densidad relativa se estima utilizando medios indirectos, como los ensayos de penetración y los ensayos de carga. Los resultados que arrojan estos ensayos dependen no sólo de la densidad relativa de la arena sino también de numerosos factores, como la forma de los granos y su granulometría, de modo que, estrictamente hablando, para evaluarlos se requerirían en cada caso ensayos de calibración. Sin embargo, ensayos de este tipo, que permitan establecer la relación entre los resultados de ensayos de carga o de penetración y la densidad relativa, raramente pueden practicarse en trabajos de rutina y, además, aun cuando se efectúen a conciencia, la variabilidad de la mayoría de los depósitos naturales de arena suele interponer dudas con respecto a la amplitud de la validez de las conclusiones. Esta circunstancia ha conducido al desarrollo de procedimientos semiempíricos para estimar los asentamientos de zapatas apoyadas en arena, los que se basan en el uso de los resultados de los ensayos de penetración o de los ensayos de carga.

En Estados Unidos de Norteamérica el procedimiento usado más comúnmente para investigar las características de los depósitos de arena es el ensayo de penetración normal (pág. 300). Aun cuando el procedimiento es muy crudo e involucra mucha incertidumbre, los resultados que arroja constituyen una base mucho más segura para estimar la presión admisible del suelo que las tablas de los códigos o los resultados de unos pocos ensayos de carga convencionales.

Para determinar la presión admisible en función de los resultados de ensayos normales de penetración es necesario estimar primero en forma aproximada el ancho  $B$  de la zapata más grande. Entre la cota de fundación y la profundidad  $B$ , a contar de la misma, debe realizarse un ensayo de penetración cada 75 cm de profundidad\*. El término medio de los  $N$  de esta zona indica la densidad relativa de la arena situada dentro de la profundidad activa. Si los ensayos realizados en distintas perforaciones proporcionan diferentes valores de  $N$ , para determinar la presión admisible debe utilizarse el menor de los términos medios.

Una vez determinado el valor de  $N$ , la presión admisible se obtiene por medio del gráfico de la figura 54.4, en la cual las curvas representan la relación entre el ancho  $B$  de la zapata y la presión del suelo que produce un asentamiento de la misma igual a 2,5 cm, siempre y cuando la zapata descansa sobre una arena para la cual el número de golpes  $N$  tenga el valor

\* En países que utilizan el sistema métrico, el espaciamiento entre ensayos es corrientemente un metro. ( $N$ . del T.)

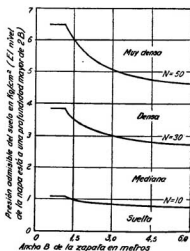


Fig. 54.4. Gráfico para determinar la presión admisible del suelo para zapatas en arena, en función de los resultados de ensayos normales de penetración.

indicado en la curva que se utiliza. Si N tiene un valor intermedio entre aquellos para los cuales se han dibujado curvas, la presión admisible puede obtenerse por interpolación lineal.\*

El gráfico de la figura 54.4 fue preparado en base al conocimiento actual con respecto a la relación entre el número de golpes N, necesarios para hincar la cuchara partida 30 centímetros, el comportamiento de fundaciones reales en arena, los resultados de ensayos superficiales de carga y la ecuación 54.1. Si B es el ancho de la zapata más grande de una estructura, y si todas las zapatas se dimensionan en función de la presión admisible que corresponde al ancho B, el asentamiento máximo de la fundación no excederá de 2,5 cm y el asentamiento diferencial del 75 por ciento de dicho valor, es decir, que no alcanzará a dos centímetros.

Cuando el subsuelo está compuesto de grava, o de arena que contiene partículas grandes de grava, el número de golpes necesarios para hincar la cuchara no puede ser considerado como indicativo del grado de compactación del suelo. No obstante, las propiedades de estos suelos son tan variables como las de la arena. En efecto, una mezcla compacta de arena y grava

\* Conviene observar que el procedimiento de cálculo representado por la figura 54.4 constituye un método crudo, aunque expeditivo, para determinar la presión admisible, que es difícil y muy costoso de mejorar en la práctica, pero al cual no se le deben asignar más méritos ni pretender más exactitud que los específicamente señalados en el texto. Para tener una idea de la crudeza del método basta pensar, entre otras cosas, en la forma rudimentaria con que generalmente se determina N y recordar que la preconsolidación no modifica la resistencia a penetración y en cambio reduce sustancialmente el asentamiento. (N. del T.)

es menos compresible que una arena muy densa, mientras que la compresibilidad de una grava suelta puede ser tan grande como la de una arena de densidad apenas mediana. Por ello, para evitar una sobreestimación de la presión admisible de una grava deben efectuarse varias excavaciones que interesen las capas situadas dentro de la profundidad activa y estimar el grado de compactación del material en función de su apariencia, estabilidad y resistencia a la excavación. Si la presión admisible de la grava se supone igual a la de la arena a la misma densidad relativa, el gráfico de la figura 54.4 proporciona valores conservativos para la misma.

En algunas obras puede resultar expeditivo usar un penetrómetro de un diámetro suficientemente grande para que sea solo ligeramente influido por el tamaño de la grava y calibrar el penetrómetro dentro de una capa de suelo más fino, comparando sus resultados con el ensayo normal de penetración (Peck, 1953).

En Europa, para reconocer depósitos de arena, se usan con mayor frecuencia los ensayos estáticos de penetración, como el ensayo del cono holandés (pág. 316), que el ensayo normal de penetración. Los procedimientos descritos en los párrafos precedentes y el gráfico de la figura 54.4 pueden aplicarse con los resultados de los ensayos del cono holandés utilizando la siguiente relación simple, aunque cruda, entre la resistencia a penetración del cono  $q_p$  ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ) y la resistencia normal a penetración  $N$  (Meigh y Nixon, 1961; Schuttze y Melzer, 1965; Meyerhof, 1956).

$$q_p = KN \quad (54.2)$$

en la cual  $K$  tiene un valor que varía entre aproximadamente 5 y 10.

Se han hecho intentos para evaluar la compresibilidad de la arena en forma directa o en base a procedimientos indirectos, como el cono holandés, calculando el aumento de presión vertical a distintas profundidades por debajo de la base de la zapata y determinando el asentamiento con el uso de los métodos descritos en el artículo 41 (Buisman, 1943). Semejante procedimiento implica suponer que el asentamiento de una zapata en arena tiene como razón principal la disminución del volumen del suelo, cuando en realidad una parte sustancial es una consecuencia de desplazamientos laterales de sus partículas, en especial si la arena es densa (Eggstad, 1963). Más aún, el procedimiento no alcanza a poner de manifiesto la influencia de inevitables variaciones en la compresibilidad de la arena inmediatamente por debajo del plano de asiento de la zapata aun dentro de límites de espesor muy reducidos. Por ello, pareciera que no hay fundamentos sustanciales para dar preferencia a este método sobre el empírico que representa la figura 54.4. No obstante, para zapatas grandes o plateas, el método puede conducir a resultados útiles (artículo 55).

Si una arena está sometida a vibraciones de alta frecuencia, las zapatas fundadas sobre la misma pueden sufrir asentamientos excesivos, aun en el caso de que en el proyecto se hayan utilizado presiones admisibles muy bajas. Esto es aplicable tanto a las arenas saturadas como a las húmedas y a las secas. Por ello, las fundaciones que deben soportar máquinas que

producen vibraciones deben calcularse por medio de la teoría de las vibraciones (Barkan, 1962; Richart, 1960), teoría que no será considerada, pues se trata de un tema especializado, fuera del alcance dado a este libro.

### ***Presiones admisibles en arena saturada***

Si una zapata descansa en arena saturada muy suelta, un choque de cualquier naturaleza puede producir su licuación espontánea (artículo 17), y con ello el hundimiento de la zapata. En efecto, se ha observado que un cambio rápido del nivel de la napa ha causado ocasionalmente un gran hundimiento en arena suelta. Por ello, si una arena es muy suelta ( $N$  igual o menor de 5), las fundaciones deben establecerse sobre pilotes o, en caso contrario, la arena debe ser compactada (artículo 50).

Durante una prolongada serie de vibraciones sísmicas, como las que ocurrieron en Niigata, Japón, en 1964, se pueden producir hundimientos catastróficos de zapatas situadas sobre arena uniforme con valores de  $N$  menores de aproximadamente 15 (II SEE, 1965). Los rellenos de arena de granulometría uniforme depositados por refulado parecen ser especialmente vulnerables.

Si el valor  $N$  para la arena en su estado natural es mayor de 5, o si la arena ha sido compactada, la presión admisible  $q_a$  sobre la misma debe elegirse en forma tal de que el asentamiento máximo no exceda de 2,5 centímetros. Cuando para este objeto se utilice el gráfico de la figura 54.4, debe considerarse el efecto que la sumersión, o sea la saturación del suelo, ejerce sobre el asentamiento.

De acuerdo con la teoría, la sumersión de la arena situada debajo del plano de fundación de la zapata debería duplicar, aproximadamente, el asentamiento, siempre que la cota de fundación esté en, o cerca, de la superficie del terreno arenoso (artículo 41). Teniendo en cuenta estos hechos, se puede determinar la presión que causará un asentamiento de la zapata igual a 2,5 centímetros, utilizando el gráfico de la figura 54.4 de la siguiente manera: si la relación de profundidad  $D_f/B$  de las zapatas es pequeña, como la de las zapatas del sótano de la figura 53.1, los valores obtenidos del gráfico deben reducirse a la mitad. Si, por el contrario, la relación de profundidad se halla cercana a la unidad, se pueden tolerar dos tercios de dichos valores, pues el efecto que el peso del suelo de cubierta ejerce sobre el asentamiento compensa en parte el aumento debido a la saturación.

El procedimiento descrito en el párrafo precedente conduce a resultados conservadores y, muy probablemente, fuertemente conservadores (Meyerhof, 1965). La influencia que la sumersión ejerce sobre los resultados de ensayos normales de penetración o del ensayo del cono holandés no ha sido todavía investigada adecuadamente. La sumersión puede, a menos bajo ciertas circunstancias, tender a reducir la resistencia a penetración. Si esto ocurre, el uso de determinaciones realizadas en el terreno en estado sumergido lleva inherente su propia corrección. No obstante, en vista del inadecuado estado actual del conocimiento en este aspecto, las estimaciones de asentamientos deben ser corregidas para considerar aparte la sumersión, a menos que la

experiencia local haya demostrado que el procedimiento es excesivamente conservador.

Las condiciones que favorecen una falla por capacidad de carga de una zapata colocada sobre arena sumergida se han tratado en la página 483. Donde prevalecen tales condiciones resulta imperativo realizar un cálculo de estabilidad, que puede efectuarse utilizando las ecuaciones del artículo 33 y los gráficos de la figura 33.4.

Para arena suelta, con un valor de  $N$  igual a 5, deben utilizarse las curvas punteadas y para arena densa, con un valor de  $N$  igual a 30, las curvas de trazo continuo. Para valores de  $N$  comprendidos entre 5 y 30 los factores de capacidad de carga pueden determinarse por interpolación lineal entre los dos conjuntos de curvas. Si el cálculo de estabilidad indica que el coeficiente de seguridad de las zapatas es menor de 3, debe aumentarse el tamaño de las mismas o incrementar la profundidad de la cota de fundación hasta que se haya satisfecho la exigencia de la seguridad.

### ***Requisitos para realizar buenos ensayos de carga en arena***

El procedimiento para determinar la presión admisible en arena por medio del gráfico de la figura 54.4 elimina muchas de las incertidumbres que resultan de usar las tablas de presiones admisibles (como la tabla 54.1), ya que proporciona valores que están relacionados con las propiedades y condiciones significativas del suelo y no con aquellas sin importancia. En contraste con los métodos convencionales, permite que el proyectista adapte, por lo menos en forma aproximada, las presiones sobre el suelo al asentamiento diferencial que él cree puede tolerarse, y, además, el método se presta a ser progresivamente mejorado a medida que el conocimiento y la experiencia aumentan.

Por el momento solo se pueden obtener datos más fehacientes, con respecto a la presión admisible de arenas, con un gran sacrificio en tiempo y dinero, por medio de ensayos de carga.

Todos los años se efectúan en casi todos los países un gran número de ensayos de carga. La gran mayoría son inútiles, cuando no conducen a conclusiones erróneas, debido a que los resultados no se prestan a una interpretación racional, razón por la cual es necesario que el ingeniero conozca los requisitos que deben cumplirse para obtener resultados que merezcan fe.

Todo ensayo de carga debe ejecutarse sobre una plancha de  $30 \times 30$  centímetros, situada en el fondo de una excavación de por lo menos 1,50 metros de lado. El plano de apoyo de la chapa debe estar al nivel de la cota de fundación de las zapatas y la carga sobre la misma debe aplicarse en incrementos de aproximadamente el 10 % de la presión admisible supuesta y aumentarse hasta alcanzar por lo menos 1,5 veces la presión admisible estimada. El aparato para medir los asentamientos debe permitir lecturas directas de por lo menos 0,05 milímetros. Los ensayos de carga que satisfacen estas condiciones se denominan *ensayos normales de carga*.

Los resultados de cada ensayo deben representarse gráficamente por una curva carga-asentamiento. La presión unitaria que producirá en la

zapata más grande un asentamiento igual a un valor permisible determinado puede calcularse utilizando la relación indicada en la figura 54.3. Por ejemplo, si la arena no contiene materia orgánica y no es extremadamente suelta, y si  $B$  es el ancho de la zapata en centímetros y el proyecto va a basarse en la condición de un asentamiento máximo  $S = 2,5$  centímetros, la presión admisible es igual a la carga por unidad de área para la cual el asentamiento de la chapa, en centímetros, es igual a:

$$S_1 = 2,5 \left( \frac{B + 30}{2B} \right)^2 \text{ en centímetros} \quad (54.3)$$

Si se hacen varios ensayos de carga en distintos puntos de un mismo lugar, los resultados obtenidos serán comúnmente más o menos diferentes, debido a la influencia ejercida por variaciones locales de la densidad relativa de la arena en sentido horizontal. En sentido vertical se observan variaciones similares toda vez que se hacen ensayos de penetración (figuras 44.16 y 45.7). Estas variaciones, que siempre existen, son fuente importante de serios errores potenciales. Por ejemplo, si se realiza un ensayo de carga sobre una capa de arena densa de 60 centímetros de espesor, que descansa en arena suelta, el resultado del ensayo es idéntico al que se obtendría si la arena densa se extendiese hasta gran profundidad. La zapata real, sin embargo, se asentará mucho más de lo anticipado en función del ensayo de carga. La razón de esta diferencia se halla indicada en la figura 54.5.

Esta figura, que representa el perfil geológico de un subsuelo estratificado, muestra en  $A$  el plato de carga de 30 por 30 centímetros y en  $B$  la zapata real. Se supone que  $A$  y  $B$  transmiten al suelo la misma presión unitaria  $q$  y se indican, calculadas con el gráfico de la figura 40.2, las curvas que unen los puntos del subsuelo sometidos a la misma presión vertical. La carga en  $A$  aumenta la presión vertical que actúa sobre el estrato  $C$  en un valor que, en promedio, alcanza aproximadamente a  $0,02q$ , mientras que debajo de la zapata  $B$  dicha presión se incrementa en  $0,50q$ . Por ello, si el estrato  $C$  es muy compresible, el asentamiento de  $B$  puede llegar a ser muy

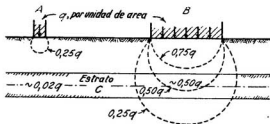


Fig. 54.5. Corte a través de un subsuelo estratificado, en el cual se muestran las tensiones que se originan en el estrato  $C$  por efecto de la presión unitaria  $q$ , transmitida a la superficie del terreno: (A) por un plato de carga de 30 x 30 cm; (B) por una zapata de tamaño natural.

grande; si al contrario, *C* es duro, el asentamiento de *B* será muy pequeño. No obstante, los resultados del ensayo de carga son prácticamente independientes de la compresibilidad de *C*, pues el incremento de presión sobre dicho estrato, producido por la carga que actúa en el plato de prueba, es despreciable.

Debido a las circunstancias ilustradas por la figura 54.5, es necesario ejecutar ensayos de penetración para saber si las variaciones de densidad del subsuelo son puramente erráticas, o si la densidad del subsuelo, situado dentro de la profundidad activa de las zapatas a construir, aumenta o disminuye visible y firmemente con la profundidad. Si la variación es completamente errática, resulta suficiente ejecutar por lo menos seis ensayos de carga en diferentes lugares a la cota de fundación de las futuras zapatas. Si la densidad varía en forma consistente con la profundidad, deben efectuarse además ensayos de carga a uno o dos niveles distintos dentro de la zona activa. La presión admisible debe siempre determinarse en función de los resultados más desfavorables de los ensayos.

La descripción efectuada de la técnica para ejecutar ensayos de carga supone que el nivel de la napa freática está a gran profundidad por debajo de la cota de fundación. Si el nivel de la napa coincide con la cota de fundación, o está apenas por debajo de la misma, el plato de carga debe colocarse al nivel de la napa en el fondo de una excavación de 1,50 metros de lado. Por otra parte, si el nivel de la napa está por encima de la cota de fundación, debe deprimirse con pozos filtrantes o bombeando desde sumideros antes de efectuar los ensayos de carga. Si se bombea desde pozos filtrantes, la excavación no necesita tener un ancho mayor de 1,50 metros. El plato de carga debe colocarse al nivel de la napa deprimida y las presiones admisibles se calculan utilizando la fórmula 54.3.

Siempre que la napa se encuentre a poca profundidad por debajo de la cota de fundación (menos de 1 a 1,5 m), los ensayos de carga deben ejecutarse al nivel de la napa, pues en caso contrario la cohesión aparente que la humedad imparte a la arena puede introducir un error que falsea los resultados y exagera la capacidad de carga de la arena.

A decir verdad, aun cuando el nivel freático se encuentre a una profundidad considerable, la influencia de la cohesión aparente sobre la curva carga-asentamiento de una chapa cuadrada de  $30 \times 30$  cm que apoya en arena fina o muy fina puede resultar intolerablemente grande, mientras que su influencia sobre una zapata de tamaño natural suele ser mucho menor y aun despreciable. Bajo estas circunstancias, el uso del procedimiento de los ensayos normales de carga no es aconsejable.

Si la napa se deprime por bombeo desde sumideros, la excavación en la que se va a efectuar el ensayo de carga debe tener un ancho por lo menos igual a 3 metros. Una vez que la excavación ha llegado al nivel de la napa, debe construirse inmediatamente una zanja de drenaje que circunde el fondo de la misma. Si la excavación debe llevarse a una cota más profunda, la zanja de drenaje tiene que mantenerse suficientemente profunda como para impedir que el agua llegue a filtrar por la parte central del fondo de la misma. Estas exigencias requieren mucho cuidado y una atenta super-

visión, pues, si no son satisfechas en forma estricta, los resultados de los ensayos de carga pueden conducir a conclusiones muy erróneas, ya que las presiones del agua de filtración, que sube hacia el fondo de la excavación, pueden aumentar en forma considerable los asentamientos.

El método de determinar la presión admisible en arenas por medio de ensayos de carga es siempre muy caro y laborioso, debido a las cuidadosas preparaciones y al gran número de ensayos requeridos y a que, además, si el programa de ensayos no se plantea y ejecuta con habilidad, los resultados obtenidos pueden conducir a conclusiones erróneas. Por ello, el uso de este métodos debe considerarse solo en obras muy importantes, donde el costo de los ensayos constituye una pequeña fracción del costo total de la obra.

### **Presiones admisibles en arcilla saturada**

La tabla 54.3 proporciona una lista de los valores corrientes, utilizados como presiones admisibles en arcillas. Esta tabla, al igual que la tabla 54.2, que se refiere a arenas, está sujeta a la crítica de que la terminología utilizada es vaga y que, además, se basa en propiedades del suelo que no tienen importancia para el caso. La única forma en que se puede desarrollar un procedimiento satisfactorio para determinar la presión admisible consiste en relacionar dicho procedimiento con propiedades mecánicas bien definidas de la arcilla.

La presión admisible en arcillas debe satisfacer, como en el caso de arenas, la condición de que el coeficiente de seguridad respecto de la rotura del terreno sea adecuado y, además, que el asentamiento producido por las cargas permanezca dentro de límites tolerables.

**Tabla 54.3**

**Presiones admisibles corrientes en arcilla**

**Resumen de la tabla 54.1**

Suelo	$q_s$ en $\text{kg/cm}^2$
2 Arcilla blanda o húmeda, manto de al menos 4,50 m de espesor .....	1-2
3 Arcilla blanda y arena mojada .....	1-15
5 Arcilla blanda confinada .....	2
8 Arcilla firme .....	2
9 Arcilla en mantos espesos, moderadamente seca	2-4
10 Arcilla sólida seca .....	3
15 Arcilla dura .....	3-4
19 Arcilla seca dura .....	4
20 Arcilla en mantos espesos, siempre seca ....	4-6

El coeficiente de seguridad a la rotura por hundimiento de una zapata en arcilla depende de la resistencia al corte de la misma. En este aspecto,

y mientras no se modifique en forma apreciable su contenido de humedad por consolidación, las arcillas saturadas se comportan en el terreno como si  $\phi$  fuese igual a cero y la cohesión  $c$  fuese aproximadamente igual a un medio de la resistencia a compresión simple  $q_u$  o a la cohesión no drenada  $c_u$  de muestras suficientemente inalteradas (véase artículo 18). Por tanto, de la capacidad de carga unitaria neta a rotura  $q_{d \text{ neto}}$  (artículo 33) para una zapata apoyada cerca de la superficie de un estrato de arcilla puede calcularse con la expresión:

$$q_{d \text{ neto}} = 5c \left( 1 + 0,2 \frac{D_f}{B} \right) \left( 1 + 0,2 \frac{B}{L} \right) \quad (33.17)$$

donde  $B$  y  $L$  son el ancho y la longitud de la zapata, y la profundidad  $D_f$  de la fundación no excede de  $2,5B$ . Para una zapata circular se puede considerar al diámetro  $D = B = L$ .

Para arcillas blandas, estos valores son apenas superiores a las presiones admisibles usuales indicadas en la tabla 54.3, de modo que no es de sorprender que roturas completas de zapatas en arcillas de esta consistencia se produjeran con cierta frecuencia como resultado de una elección no acertada de la presión admisible.

En condiciones normales, el coeficiente de seguridad de zapatas en arcilla saturada, al igual que en caso de arenas, no debiera ser menor de 3. No obstante, si las zapatas se calculan para cargas que tienen muy poca probabilidad de producirse, se puede tolerar un valor  $F = 2$ . Por ejemplo, este valor sería adecuado si la carga de cálculo de una zapata de un edificio de oficinas incluyese la sobrecarga máxima, simultáneamente con la máxima acción del viento y de la nieve.

Para calcular la capacidad de carga de una arcilla saturada se necesita conocer la resistencia media no drenada del suelo situado por debajo de la cota de fundación de las zapatas. La forma más expeditiva de obtener estos datos consiste en efectuar perforaciones en correspondencia con la ubicación de varias de las zapatas y extraer muestras continuas, en tubos de pared delgada de dos pulgadas, o preferentemente de tres pulgadas, entre la cota de fundación y una profundidad por debajo de la misma por lo menos igual al ancho de la zapata. Extraídas las muestras de los tubos, pueden éstas seccionarse longitudinalmente y ensayarse a intervalos de 10 a 15 cm con la veleta manual ilustrada en la figura 18.3, o bien ser utilizadas para determinar en laboratorios la resistencia no drenada con ensayos de compresión simple o triaxiales, según resulte apropiado, ejecutados con un intervalo de unos 15 cm. Se calcula luego el término medio de la resistencia al corte  $c$  obtenida de los ensayos de torsión o de los ensayos de laboratorio para cada perforación y el menor de estos valores medios se introduce en la ecuación 33.17, con la cual se calcula la capacidad de carga a rotura, la que se divide por un coeficiente de seguridad de 3 para obtener la tensión admisible.

Este procedimiento es válido siempre y cuando no exista, dentro de la profundidad activa, una capa de arcilla más blanda que la que define el valor  $c$  que sirve para determinar la presión admisible (Skempton, 1951) y,

por tanto, no puede utilizarse para calcular la presión admisible de una costra de arcilla compacta que descansa sobre arcilla más blanda.

La determinación de la resistencia no drenada por medio de ensayos de compresión simple, ensayos triaxiales no drenados o con la veleta manual de torsión es tan expeditiva que no es correcto estimar la capacidad de carga a rotura en base a los resultados del ensayo normal de penetración descrito en el artículo 44. Si no se pueden obtener muestras en tubos, los ensayos deben ejecutarse utilizando las extraídas con el sacamuestras partido, aun cuando la alteración que éste produce puede conducir a una apreciable estimación por defecto de la resistencia del suelo.\*

Si la arcilla no contiene numerosas capitas de arena o limo que lleguen a invalidar los resultados, el valor de  $c$  puede también determinarse en el terreno utilizando una veleta (artículo 45). Los ensayos deben en tal caso realizarse a intervalos no mayores de 30 cm a lo largo de varias líneas verticales. Se calculan luego los términos medios a lo largo de cada línea vertical y la determinación de la capacidad de carga se realiza con el menor de los valores así obtenidos.

Algunas arcillas compactas están compuestas de pequeños fragmentos angulares separados entre sí por fisuras capilares. La presencia de las fisuras impide la realización de ensayos a la compresión simple, pues el material suele desintegrarse cuando se preparan las probetas. Además, las fisuras invalidan la ecuación 33.17, ya que cambian el estado de tensión que origina la rotura, de modo que la capacidad de carga a rotura de dichas arcillas tiene que determinarse con el método de los ensayos de carga.\*\*

Se deben ejecutar ensayos de carga sobre platos de  $60 \times 60$  centímetros, dispuestos en el fondo de excavaciones de por lo menos  $1,80 \times 1,80$  metros de lado que han llegado hasta la cota de fundación. Si entre esta cota y una profundidad  $B$  (zapatas cuadradas) o  $2B$  (zapatas continuas) la consistencia de la arcilla varía mucho, los ensayos de carga deben efectuarse a dos o tres niveles diferentes dentro de esta zona. El número de ensayos de carga o conjuntos de ensayos de carga necesarios depende en especial del grado de homogeneidad del estrato de arcilla y del número de zapatas.

La carga debe aplicarse en incrementos hasta que la curva presión-asentamiento (fig. 33.1) indique que se ha alcanzado la capacidad de carga del suelo  $q_{d \text{ neto}}$ , o bien hasta superar una presión por lo menos igual a tres veces el valor de la máxima que la fundación va a transmitir al terreno.

La presión admisible sobre una arcilla saturada puede tomarse igual a un tercio del valor  $q_{d \text{ neto}}$  determinado con la ecuación 33.17, o con ensayos de carga como los descritos en el párrafo precedente, siempre que las condiciones del subsuelo justifiquen la hipótesis de que el asentamiento que

\* Véase nota del traductor pág. 337 (N. del T.).

\*\* Toda vez que la preparación de probetas se torna posible, la capacidad de carga a rotura puede con frecuencia calcularse también determinando los parámetros de resistencia al corte de suelo con ensayos triaxiales no drenados, consolidados no drenados o drenados, según corresponda a las condiciones de drenaje y a la velocidad con que se incrementa la carga de la obra; no así con ensayos de compresión simple. El cálculo se realiza con las ecuaciones del artículo 33. (N. del T.)

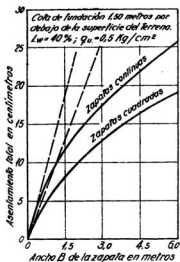


Fig. 54.6. Relación aproximada entre el ancho  $B$  y el asentamiento final de una zapata apoyada en arcilla normalmente consolidada.

va experimentar la fundación se sitúa dentro de un valor tolerable. La validez de esta hipótesis depende principalmente de si la arcilla es normalmente consolidada o preconsolidada.

Si las zapatas descansan en arcilla normalmente consolidada, tanto el asentamiento total como el diferencial pueden alcanzar una magnitud muy grande, hecho que puede demostrarse calculando el asentamiento total de zapatas continuas de distintos anchos fundadas sobre arcilla blanda normalmente consolidada. La figura 54.6 muestra los resultados de un cálculo de esta naturaleza. Se supone que las presiones transmitidas por las zapatas son de 500 gramos por centímetro cuadrado, que la cota de fundación está a 1,50 metros por debajo del terreno natural, que dentro de la zona activa el suelo pesa 1.800 kg por metro cúbico, que el límite líquido de la arcilla es del 40 por ciento y que el asentamiento de las zapatas se debe exclusivamente a la consolidación del suelo. El índice de compresión de la arcilla se calculó utilizando la fórmula 13.11, y el asentamiento con la fórmula 13.8. La curva que representa la relación entre el asentamiento y el ancho de la zapata se asemeja a la curva de punto y raya de la figura 41.3 e indica que, a diferencia de lo que ocurre con las zapatas en arenas, el asentamiento de las zapatas en arcilla aumenta casi en proporción directa con el ancho de las mismas.

Por otro lado, la figura 54.6 muestra que los asentamientos de zapatas continuas uniformemente cargadas y de ancho constante, fundadas sobre un depósito uniforme de arcilla normalmente consolidada, pueden ser muy

grandes y que los asentamientos de zapatas de anchos distintos pueden ser muy diferentes. Pero, además, los asentamientos de zapatas de un mismo ancho pueden también ser muy distintos, ya que la compresibilidad de los estratos naturales de arcilla suele variar en forma considerable en sentido horizontal. Así es que, en zonas de ciertas ciudades, como las de Estambul y Méjico, en que el subsuelo está constituido por arcillas normalmente consolidadas, los asentamientos diferenciales de los frentes de las casas son fácilmente percibidos a simple vista.

Afortunadamente, la fundación de zapatas sobre arcillas normalmente consolidadas es una excepción rara. En la mayoría de las localidades, aun las arcillas blandas son preconsolidadas en cierto grado, ya sea por desecación o por descenso temporario de la napa freática.

En las pocas regiones en que por fuerza las estructuras deben construirse sobre arcillas normalmente consolidadas o escasamente preconsolidadas, se considera por lo común inevitable que se originen asentamientos diferenciales de varios centímetros y aun decímetros de magnitud, asentamientos que no pueden disminuirse reduciendo las tensiones admisibles resultantes del criterio,

$$q_a = 1/3 q_a^{\text{neto}}$$

(Eq. 33.17) pues lo único que se consigue es aumentar inútilmente el costo de la fundación. Por ello, el proyectista solo tiene dos alternativas entre las cuales puede elegir. Proyecta sus zapatas con los valores obtenidos según eq. 33.17, corriendo el riesgo de que se produzcan grandes asentamientos diferenciales, o bien recurre a otro tipo de fundación (platea, pilotes, pilares o cilindros), tipos que se tratan en los próximos artículos.

Las arcillas de consistencia media a compacta situadas a poca profundidad son siempre preconsolidadas y la tensión admisible  $q_a$ , que corresponde a un coeficiente de seguridad de 3 respecto a una rotura, es casi siempre menor que la presión de preconsolidación. Como consecuencia, los asentamientos diferenciales de fundaciones sobre zapatas apoyadas en tales arcillas raramente exceden de los que se producen en zapatas en arena adecuadamente proyectadas. Aun cuando los asentamientos máximos pueden llegar a ser mayores que los que se producen en fundaciones semejantes en arena, son en general moderados. Se calculan en base a los resultados de ensayos de consolidación cuidadosamente realizados sobre muestras inalteradas. La curva  $e$ -log  $p$  del terreno debe determinarse siguiendo los procedimientos bosquejados para las arcillas preconsolidadas en el artículo 13. La relación entre  $e$  y  $p$  obtenida de dicha curva es válida, sin embargo, solo en la condición de que en la arcilla las deformaciones laterales se encuentren impedidas, como en el ensayo de consolidación. Si, en cambio, en el terreno las deformaciones laterales se pueden desarrollar libremente, la presión de poros inicial producida con la aplicación de la carga es una función del coeficiente  $A$  de presión de poros (ecuación 15.3) el que, para arcillas preconsolidadas, suele tener un valor considerablemente inferior a uno. Como resultado, los asentamientos reales debidos a la consolidación son menores que los calcu-

lados con las curvas e-log p. Con razonable aproximación los asentamientos calculados con dichas curvas pueden multiplicarse por un factor de corrección que varía entre aproximadamente 0,4 y 0,7 para arcillas moderadamente preconsolidadas, y de 0,2 a 0,6 para aquellas fuertemente preconsolidadas (Skempton y Bjerrum, 1957).

Aun cuando el asentamiento de estructuras apoyadas en zapatas de fundación situadas sobre arcilla blanda suele ser excesivo si la arcilla es normalmente consolidada, la más pequeña precompresión puede reducir radicalmente los asentamientos. Lamentablemente, aun las mejores técnicas de muestreo y ensayo suelen resultar inadecuadas para detectar o permitir una evaluación segura de pequeñas presiones de preconsolidación (Simons, 1963), de modo que los asentamientos calculados son con frecuencia mucho mayores que los reales. Por otro lado, las consecuencias de una sobreestimación del grado de precompresión pueden resultar muy perjudiciales. Por ello, solo un estudio cuidadoso del comportamiento de las estructuras existentes sobre el mismo depósito puede permitir un juicio sano sobre las condiciones reales. Caso contrario, debe adoptarse un criterio conservador.

#### *Presiones admisibles de suelos intermedios entre arena y arcilla*

Los suelos más importantes que tienen características intermedias entre arena y arcilla son el limo y el loess. Tratándose de limo, se puede obtener una información preliminar grosera con respecto a las condiciones del suelo ejecutando ensayos normales de penetración. Si el número de golpes para hincar el sacamuestras 30 centímetros (véase artículo 44) es menor de 10, el limo es suelto; si es mayor de 10, el limo es medianamente denso o denso.

El limo suelto puede ser menos adecuado que la arcilla blanda normalmente consolidada para soportar fundaciones directas sobre zapatas. Esta aseveración se halla bien demostrada por los resultados de observaciones de asentamientos en nueve estructuras fundadas sobre depósitos de limo en Alemania. Las estructuras transmitían al suelo presiones relativamente bajas; variables entre 1,1 y 2 kg por centímetro cuadrado. Los asentamientos alcanzaron valores comprendidos entre 20 centímetros y un metro. Una reducción del 50 por ciento en la presión admisible hubiera aumentado enormemente el costo de las fundaciones, sin llegar a reducir los asentamientos a valores tolerables (L. Casagrande, 1936).

Los limos densos y medianamente densos pueden dividirse en dos categorías: limos con características de un polvo de roca, es decir, no plásticos, y limos plásticos (véase artículo 2). La presión admisible de los limos sin plasticidad puede determinarse con las reglas que son aplicables a la arena muy fina; la de los limos plásticos con los métodos utilizados para la arcilla.

En obras importantes, para las cuales se justifica un análisis más refinado, la capacidad de carga a rotura puede calcularse utilizando las ecuaciones del artículo 33. La evaluación de estas ecuaciones requiere un conocimiento de  $c$  y de  $\phi$ , obtenidos de ensayos triaxiales ejecutados sobre mues-

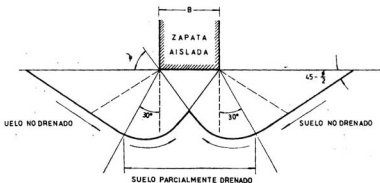
tras inalteradas. Las muestras deben consolidarse en la célula triaxial bajo la presión de cámara antes de incrementar la presión vertical hasta llegar a la rotura. El procedimiento a seguir durante este incremento depende de la velocidad de disipación de presión de poros anticipada para el terreno en relación con la velocidad del incremento de la carga en la zapata. Si el limo es relativamente impermeable y el aumento de carga rápido, los ensayos consolidados no drenados son los apropiados. Por el contrario, si el limo es permeable y la velocidad de construcción y carga muy lenta se puede aproximar a la condición drenada (artículo 15). Con suelos limosos y velocidades usuales de carga suelen prevalecer condiciones intermedias. Por ello, para seleccionar los valores adecuados de  $c$  y  $\phi$  a utilizar en estas circunstancias se necesita un criterio maduro ayudado con estimaciones de la velocidad de disipación de presiones de poros basadas en la teoría de la consolidación (artículo 25)\*.

No hay todavía disponible un procedimiento seguro para estimar el

\* Para suelos intermedios no saturados, o saturados de rápido drenaje, el traductor ha utilizado en la práctica profesional uno de los siguientes criterios para obtener los valores de  $c$  y  $\phi$  a introducir en las ecuaciones del artículo 33, cuya elección la ha acondicionado al peso de la experiencia de que menciona en su nota de pág. 473.

a) ensayos no drenados, en cuyo caso la capacidad de carga a rotura  $q_u$ , calculada con las ecuaciones mencionadas, se sitúa bien del lado de la seguridad. Los asentamientos de las fundaciones así proyectadas resultan siempre pequeños, salvo que el suelo sea un limo del tipo "colapsible" (Véase N. del T. pág. 468).

b) ensayos parcialmente consolidados no drenados o parcialmente drenados, que tengan en cuenta una relación presunta entre velocidad de incremento de la carga y drenaje del suelo, en cuyo caso la capacidad de carga a rotura  $q_u$  calculada con las ecuaciones del art. 33 proporciona un valor tope superior de la condición crítica que se desarrolla al sobrecargar por primera vez la estructura.



**Estimación de la capacidad de carga a rotura cuando durante la construcción se produce drenaje parcial.**

c) debido a que el drenaje por consolidación no se extiende a todo el volumen que abarca la configuración de rotura, sino que la comprende solo parcialmente como indica

asentamiento de fundaciones directas apoyadas sobre limos, de modo que se está obligado a recurrir a los métodos semiempíricos desarrollados para las arenas. Las predicciones de asentamientos para las variedades plásticas pueden basarse en los resultados de ensayos de consolidación de laboratorio ejecutados sobre muestras inalteradas.

El segundo suelo importante que tiene características intermedias entre arena y arcilla es el loess (véase artículo 2). Éste es un suelo que cubre grandes extensiones en la parte central de cada uno de los cinco continentes.

Debido a la presencia de un cementante calcáreo y de agujeros de raíces, características típicas de todo loess verdadero, las propiedades de este suelo son muy distintas de las de otros suelos con características granulométricas similares. La capacidad de carga de un limo normalmente consolidado es, por lo general, muy baja, mientras que la del loess puede ser muy alta. Así, si un estrato de loess verdadero está situado permanentemente por encima de la napa freática, puede tener capacidad para soportar zapatas que transmiten presiones de 2 ó 3 kg por centímetro cuadrado, sin que se produzca un asentamiento perceptible.

Sin embargo, no siempre se puede confiar en el loess, pues en algunos lugares su capacidad de carga cambia mucho con las estaciones del año, cambios que se originan como consecuencia de variaciones en el valor de la adherencia cohesiva provocadas por alteraciones en el contenido de humedad. Así, por ejemplo, en Rusia Central se proyectó la fundación de un depósito de carbón tomando como base los resultados de ensayos de carga ejecutados en el verano. El depósito se construyó también en el verano, pero antes de que estuviese terminado comenzaron las lluvias del otoño y el depósito empezó a asentarse en forma desigual y las paredes se agrietaron. En la parte central de Alemania se construyó una casa de calderas en un estrato de loess situado parcialmente por debajo del nivel superior de la napa, y aquí también los proyectistas fueron engañados por la resistencia aparente del suelo. Las zapatas fueron proyectadas para una presión admisible del suelo de 1,2 kg por centímetro cuadrado, pero bajo presiones mucho

la figura agregada, el valor de la capacidad de carga real  $q_r$  es intermedia entre  $q_s$  y  $q_u$ . Para el cálculo puede suponerse:

$$q_r = \alpha q_s + (1 - \alpha) q_u$$

El valor de  $\alpha$  debe ser estimado en base a un análisis de la magnitud relativa de la reacción que se desarrolla a lo largo de la superficie de deslizamiento. Como medida de seguridad tentativamente se usa  $\alpha = 0,5$ .

No se tiene suficiente conocimiento respecto a la relación que pudiera existir entre la solución propuesta por los autores y la práctica expuesta cuando para la primera se adoptan ensayos consolidados no drenados. Conviene, empero, advertir que en estos casos si el suelo es muy deformable o tiene una relación de vacíos alta se pueden desarrollar asentamientos relativamente importantes que requieren particular consideración.

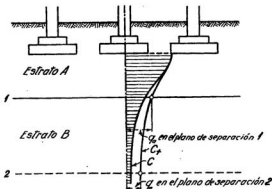
Si se recurre, en cambio, a ensayos drenados, las capacidades de carga calculadas según la propuesta de los autores son, en general, mayores que las deducidas de la fórmula que da  $q_r$  y lo mismo puede pasar con el asentamiento. Para detalles respecto a cómo varían  $c$  y  $\phi$  con el drenaje parcial véase: Moretto O. "Contribution to Main Session 2 - Foundations of buildings". Proc. VII Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng. Vol. III, págs. 246-248, México, 1969.

menores el asentamiento ya se había tornado excesivo, de modo que algunas de las zapatas tuvieron que ser recalzadas, mientras que las restantes se proyectaron de nuevo durante la construcción para una presión sobre el suelo de 0,35 kg por centímetro cuadrado (Scheidig, 1934).\*

La extraordinaria variedad de propiedades físicas que presentan los suelos loésicos imposibilita el desarrollo de simples reglas empíricas, similares a las descriptas para arena y arcilla, que permitan determinar la tensión admisible en dichos suelos. Por ello, si debe construirse una fundación directa sobre un loess en una región donde no existen precedentes, el proyectista debe recurrir al método de los ensayos de carga, combinado con una investigación sobre el efecto que la humedad ejerce sobre la capacidad de carga del suelo. En algunos casos descubrirá que, a pesar de la aparente solidez, el loess que se estudia no tiene resistencia permanente para soportar una fundación directa sobre zapatas (Clevenger, 1958; Peck e Ireland, 1958).

### ***Zapatas situadas en suelo firme por encima de estratos blandos***

Los valores dados para los asentamientos de zapatas proyectadas siguiendo las reglas descriptas en los apartados precedentes se basan en la hipótesis de que el suelo no se torna más blando con la profundidad. Si esta condición



**Fig. 54.7.** Diagrama que ilustra el método de cálculo para verificar si la presión transmitida a un subsuelo constituido de arcilla estratificada es o no excesiva. La curva  $C$  representa la variación con la profundidad de la presión vertical debajo de una zapata única, despreciando la influencia de las zapatas vecinas. La curva  $C_1$  representa la presión vertical debajo de la misma zapata cuando se toma en cuenta la influencia de las zapatas vecinas.

\* Es ésta una característica que no solo distingue a los loess de baja densidad sino que también observan algunos limos poco plásticos no saturados llamados "colapsibles", los cuales poseen una estructura suelta que, bajo ciertas condiciones, se derrumba cuando, sometidos a carga, se saturan. Véanse, por ejemplo, los ensayos de carga sobre platos de  $1\text{ m} \times 1\text{ m}$  descriptos en Moretto O. y otros. - "Propiedades y comportamiento de un suelo limoso de baja plasticidad", 2º Congr. Pan. de Mec. de Suelos y Cimentaciones, Brasil, 1963, Vol. II, 131. (N. del T.)

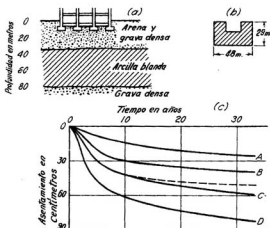
no se satisface, dichos valores dejan de tener validez, por las razones que indica la figura 54.7.

Esta figura muestra la distribución de tensiones debajo de una zapata que descansa en un estrato firme A situado encima de un estrato blando B. Si el borde superior del estrato blando se halla cerca del plano de fundación, la zapata puede llegar a punzonar el estrato firme y hundirse en el blando. Este tipo de rotura no es raro (Skempton, 1942); puede evitarse dando a la zapata las dimensiones necesarias para que la presión sobre el borde superior del estrato B no exceda la presión admisible del mismo. La presión en dicho borde puede calcularse con el método descrito en el artículo 40, o en forma menos exacta, se puede suponer que la carga sobre la zapata se distribuye uniformemente según una pirámide truncada cuyas aristas nacen en las aristas de la zapata y tienen una inclinación de  $60^\circ$  con la horizontal.

Si el límite superior del estrato blando B está situado a mucha profundidad con respecto a la cota de fundación, la rotura por punzonamiento y hundimiento en el terreno no se puede producir, pues el estrato A actúa como si fuese una espesa platea que distribuye todo el peso del edificio casi uniformemente sobre la superficie de B. La rigidez a flexión de esta platea natural impide el levantamiento del plano superior del estrato B fuera de la zona cargada, pero no es obstáculo para que el asentamiento pueda llegar a ser muy grande. Por ejemplo, el peso del edificio representado en la figura 54.8 se transmite por zapatas continuas a un estrato de arena y grava densa que, a una profundidad de 7 metros por debajo de la cota de fundación, descansa en una capa de arcilla blanda de 15 metros de espesor. Las zapatas se calcularon para una presión admisible de  $2,5 \text{ kg/cm}^2$ , un valor conservativo para la arena y grava densa. La presión máxima que actuaba en la superficie de la arcilla como consecuencia del peso del edificio era de  $1,1 \text{ kg/cm}^2$ . Durante la construcción, que duró un año, las zapatas se asentaron entre 2,5 y 10 centímetros y, en los cuarenta años subsiguientes, el asentamiento máximo aumentó hasta alcanzar casi un metro. Como el piso del sótano, que descansaba en la arena entre las zapatas, no se agrietó ni se desplazó respecto de estas últimas, resulta evidente que la capa de arena y las zapatas se asentaron en forma simultánea.

El deterioro que había sufrido el edificio, diez años después de construido, era tan grande, que sus dueños decidieron reforzar la fundación, pero, a pesar de los síntomas mencionados, no se sospechó que la fuente de los asentamientos estaba situada debajo de la arena, de modo que el "refuerzo" se hizo aumentando el ancho de las zapatas para reducir en un 30 por ciento la presión transmitida por las mismas. Como la presión sobre la arcilla no se varió con estas medidas, las costosas alteraciones ejecutadas no tuvieron el menor efecto sobre la marcha de los asentamientos, que continuaron según las curvas de la figura 54.8c.

Años más tarde se extrajeron muestras inalteradas de la arcilla a cierta distancia del edificio y se calculó, en función de los resultados de ensayos de consolidación, la magnitud y velocidad media de asentamiento del edificio en conjunto. La magnitud y velocidad teórica del asentamiento, representadas por la curva de trazos interrumpidos en la figura 54.8c, son muy



**Fig. 54.8.** (a) Sección transversal de la fundación de una estructura apoyada en arena densa, debajo de la cual hay arcilla blanda; (b) planta de la estructura; (c) curvas tiempo-asentamiento observadas. La curva punteada representa la relación tiempo-asentamiento, calculada con los resultados de ensayos de consolidación. (Según Terzaghi, 1935.)

similares a las reales, si se excluye el efecto secundario que no puede aún ser calculado (artículo 14). Debido al efecto secundario, el asentamiento real tiende a una velocidad constante, que varía en distintas partes de la estructura de 3 a 8 milímetros por año, mientras que la curva de los asentamientos calculados tiende a una horizontal (Terzaghi, 1935).

Las observaciones que se han ilustrado con la figura 54.8 muestran muy claramente que el asentamiento, debido a la consolidación de capas blandas profundas situadas por debajo de la cota de fundación, es en realidad prácticamente independiente de la presión transmitida por las zapatas. Esto se debe al hecho de que el estrato firme que soporta las zapatas actúa como una platea natural que distribuye las cargas sobre las capas blandas. Los procedimientos para calcular los asentamientos originados por la consolidación de capas profundas y los métodos para reducirlos se tratan en el artículo 55, al considerar las fundaciones sobre plateas. Una vez que se han distribuido las fundaciones de modo que el asentamiento producido por la consolidación de las capas blandas permanezca dentro de límites tolerables, las zapatas pueden proyectarse como si los estratos blandos no existiesen. Es decir que la presencia de los estratos blandos puede obligar al proyectista a cambiar la disposición de su fundación, pero no tiene relación alguna con la presión admisible a considerar para las zapatas.

#### **Resumen de las reglas para determinar la presión admisible de los suelos**

(1) Exceptuando el caso de zapatas angostas sobre arena suelta saturada, las presiones admisibles en arena dependen solo de los asentamientos

máximos permisibles, ya que se puede presuponer que el coeficiente de seguridad con respecto a una rotura del suelo será adecuado. Las reglas que se han sugerido para determinar estos valores satisfacen la condición de que el asentamiento máximo difícilmente llegará a exceder 2,5 centímetros y el diferencial 2 centímetros. En obras corrientes, la presión admisible de arena seca o húmeda puede determinarse en función de los resultados de ensayos de penetración normales utilizando el gráfico de la figura 54.4. Si el nivel superior de la napa freática está cerca o por encima de la cota de fundación, debe también considerarse la relación de profundidad  $D_f/B$ . Cuando esta relación es muy pequeña, los valores obtenidos del gráfico deben reducirse a la mitad; si está cerca de la unidad, basta con disminuirlos en un tercio. Las fuentes más importantes de error que tiene este procedimiento y la manera de evitarlas fueron consideradas al tratar el procedimiento. En obras importantes puede aplicarse el método de los ensayos de carga, pero tiene el inconveniente de ser caro y laborioso, y además, si no ha sido planeado y ejecutado con habilidad, los resultados pueden conducir a conclusiones muy erróneas. La arena muy suelta y saturada debe ser compactada.

(2) La tensión admisible de la arcilla se determina comúnmente con la condición de que el coeficiente de seguridad con respecto a la rotura del suelo sea por lo menos igual a 3.

La capacidad de carga a rotura se puede calcular con las ecuaciones del artículo 33 y los resultados de ensayos triaxiales o de corte no drenados o de ensayos de compresión simple de la arcilla situada debajo de las zapatas a construir. Una vez que se ha fijado la presión admisible del suelo siguiendo este procedimiento, es necesario determinar si el asentamiento tendrá valores tolerables o no. Si la arcilla es normalmente consolidada, hay muchas probabilidades de que el asentamiento llegue a ser excesivo y puede que la fundación a adoptar no sea la directa sobre zapatas. Si, por el contrario, la arcilla es preconsolidada, el asentamiento diferencial es en general tolerable. En casos de duda debe utilizarse el método de los ensayos de carga. La presión admisible en arcillas compactas fisuradas solo puede determinarse con este método\*.

(3) El limo suelto saturado, de cualquier naturaleza, es inadecuado para soportar una fundación sobre zapatas. La presión admisible del limo no plástico (del tipo polvo de roca) denso, o medianamente denso, puede determinarse con las reglas indicadas para la arena. Para el limo plástico medianamente compacto o compacto, puede aproximarse con los procedimientos aplicables a las arcillas. Para cálculos más refinados, se requiere la ejecución de ensayos triaxiales y un criterio maduro en lo que se refiere a la disipación de la presión de poros en el limo a medida que aumentan las cargas sobre las zapatas. No se puede dar reglas generales que sirvan para obtener la presión admisible en loess.

(4) Si el área ocupada por las zapatas excede de un medio del área

\* Véanse notas del traductor, págs. 495 y 499. (N. del T.)

total cubierta por el edificio, puede resultar más económico dotar al edificio con una fundación sobre platea.

### Proyecto de las zapatas

**Pasos a seguir en el proyecto.** El primer paso a seguir en el proyecto de las zapatas consiste en calcular la carga total efectiva que será trasferida al subsuelo en la cota de fundación. El segundo, en determinar la presión admisible del suelo. Con ello se obtiene el tamaño de la zapata dividiendo la carga total efectiva por la presión admisible, para calcular finalmente los momentos flectores y esfuerzos de corte y dimensionar la zapata.

**Cargas de cálculo.** La carga total efectiva  $Q_t$  trasferida al subsuelo puede expresarse con la fórmula:

$$Q_t = [Q - W_s] + Q_i = Q_{dn} + Q_i \quad (54.4)$$

en la que

$Q$  = carga permanente en la cota de fundación, incluyendo el peso de la zapata y del suelo situado sobre la misma. Si la napa freática está por encima de la cota de fundación, debe deducirse la subpresión (artículo 12), en la parte de suelo y hormigón sumergido.

$W_s$  = peso efectivo del suelo (peso total del suelo menos la subpresión) que estaba situado por encima de la cota de fundación antes de excavar, salvo que el edificio tenga sótano. En este caso, zapatas  $c$  y  $d$  de la figura 53.1, para el cálculo de  $Q_i$  solo debe deducirse el peso del suelo situado por debajo del piso del sótano, ya que el suelo situado por encima no solo ha sido retirado en correspondencia con el área ocupada por la zapata, sino también al menos hacia uno de los costados de la misma.

$Q_{dn} = Q - W_s$  = carga permanente neta.

$Q_i$  = sobrecarga que actúa sobre la zapata, incluida la debida al viento y a la nieve.

En todo estudio correspondiente a la sobrecarga debe hacerse una distinción entre la *sobrecarga normal* y la *sobrecarga máxima*. La sobrecarga normal  $Q_{in}$  es aquella parte de la sobrecarga que actúa sobre la fundación por lo menos una vez al año, mientras que la sobrecarga máxima  $Q_{imax}$  únicamente actúa cuando se producen simultáneamente varias circunstancias excepcionales. Por ejemplo, la sobrecarga normal de un edificio de oficinas de mucha altura incluye solo el peso de los muebles, de las personas que normalmente ocupan el edificio en días de semana, y de la carga normal de nieve. La sobrecarga máxima es la suma de los pesos de los muebles y del máximo número de personas que pueden apiñarse dentro del edificio en ocasiones excepcionales, combinados con la máxima carga de viento y nieve. La carga total sobre la zapata bajo la sobrecarga normal se designa con la notación:

$$Q_{tn} = Q_{dn} + Q_{in} \quad (54.5)$$

y bajo la sobrecarga máxima:

$$Q_{imax} = Q_{dn} + Q_{imax} \quad (54.6)$$

Debido a las características excepcionales de la sobrecarga máxima y a la poca probabilidad de que la fundación tenga que llegar a resistirla alguna vez, es usual proyectar las zapatas para la carga total normal  $Q_{in}$ , de modo tal que las presiones transmitidas al suelo sean las mismas para todas las zapatas. No obstante, es de buena ingeniería exigir también que la carga máxima  $Q_{imax}$ , en caso de producirse, no llegue a causar un daño irreparable a la estructura. El procedimiento a seguir para cumplir con esta exigencia, sin que se origine un gasto excesivo, depende del tipo de subsuelo.

Si las zapatas descansan en arena, un aumento de carga produce un aumento casi simultáneo en el asentamiento, sin que por ello el coeficiente de seguridad con respecto a una rotura del suelo deje, en general, de ser aún adecuado. Para eliminar la posibilidad de que la estructura resulte seriamente dañada como consecuencia de la acción de la sobrecarga máxima, el proyectista debe determinar el máximo asentamiento diferencial  $\Delta S$ , en exceso del normal de 2 centímetros, que, a su criterio, la estructura puede aguantar sin daño perjudicial. Un asentamiento diferencial adicional igual a  $\Delta S$  correspondería a un asentamiento máximo de 1,33  $\Delta S$  sobre el valor máximo normal de 2,5 centímetros.

Si todas las zapatas fueron calculadas en base a un asentamiento máximo de 2,5 centímetros para la sobrecarga normal, la sobrecarga máxima incrementaría dicho asentamiento máximo a un valor:

$$S_{max} = 2,5 \frac{Q_{imax}}{Q_{in}} \text{ (cm)} \quad (54.7)$$

Si  $S_{max}$  es menor del máximo tolerable de  $(1,33\Delta S + 2,5)$ , la sobrecarga máxima no necesita ser considerada. Si, por el contrario,  $S_{max}$  es mayor de  $(1,33\Delta S + 2,5)$ , las zapatas deben proyectarse de modo que bajo la sobrecarga normal la presión sobre el suelo no sobrepase el valor:

$$q_a' = q_a \frac{1,33\Delta S + 2,5}{S_{max}} \quad (54.8)$$

El valor de  $q_a'$  es comúnmente distinto para las diferentes zapatas, pero para calcularlas debe utilizarse el menor de los valores obtenidos, que es el que corresponde a la zapata para la cual la relación  $Q_{imax}/Q_{in}$  es máxima.

Si las zapatas del edificio descansan en arcilla saturada, la presión admisible viene determinada por la condición de que bajo la carga total normal el coeficiente de seguridad debe ser por lo menos igual a 3 y que, además, bajo ninguna circunstancia llegue a ser menor de 2. Si el coeficiente de seguridad  $F$  bajo cargas normales es igual a 3, el coeficiente de seguridad  $F'$  bajo la sobrecarga máxima es:

$$F' = 3 \frac{Q_{in}}{Q_{imax}} \quad (54.9)$$

Si  $F'$  es igual o mayor de 2, la sobrecarga máxima no necesita ser considerada y las zapatas pueden dimensionarse en función de la sobrecarga normal con un coeficiente de seguridad  $F = 3$ ; pero si por el contrario  $F'$  es menor de 2, la presión admisible debe elegirse en tal forma que el coeficiente de seguridad bajo sobrecarga normal sea por lo menos igual a  $6/F'$ .

*Reducción del asentamiento por variación del tamaño de las zapatas.*

Al tratar de las tensiones admisibles de los suelos se dijo que el asentamiento de áreas cargadas de la misma forma y que transmiten la misma presión al suelo aumentaba con el ancho del área cargada. Si las zapatas de una estructura difieren mucho en tamaño, el asentamiento diferencial debido a esta causa puede resultar importante. En estos casos puede ser justificable adaptar, en cierta medida, las tensiones transmitidas al suelo al tamaño de las zapatas. Si el subsuelo consiste en arena, el asentamiento diferencial puede disminuirse reduciendo el tamaño de las zapatas más pequeñas, pues aun después de la reducción, el coeficiente de seguridad  $F$  con respecto al hundimiento de las zapatas en el terreno suele resultar adecuado. La aplicación de este procedimiento a las fundaciones directas en arcilla saturada disminuiría a un valor menor de 3 el coeficiente  $F$  de las zapatas más pequeñas, lo que no es admisible. Por ello, el asentamiento diferencial de fundaciones directas en arcilla saturada, solo puede disminuirse aumentando el tamaño de las zapatas más grandes a dimensiones mayores que las requeridas en función de la tensión admisible. Empero, para hacer estos ajustes con alguna perspectiva de alcanzar los resultados deseados se necesita mucho criterio, debido a que, además, hay que considerar los cambios periódicos y excepcionales que se pueden producir en las condiciones de carga de la estructura.

*Disposición de las zapatas y cálculo de los momentos.* Es costumbre disponer cada zapata en forma tal que la carga resultante  $Q_m$  (fórmula 54.5) pase por el centro de gravedad del área cubierta por la misma. En este caso, los momentos flectores se calculan en la hipótesis de que la presión del suelo se distribuye uniformemente en la superficie de contacto entre zapata y suelo. En realidad, la presión de contacto en zapatas sobre arena disminuye del centro hacia los bordes (fig. 42.2b) y los momentos flectores reales son comúnmente menores que los calculados. Si, por el contrario, las zapatas descansan en arcilla blanda o medianamente compacta y son además muy rígidas, las presiones de contacto pueden aumentar hacia los bordes (fig. 42.2a), y entonces los momentos reales exceden a los calculados. Esta diferencia entre hipótesis y realidad es cubierta ampliamente por los márgenes de seguridad comúnmente adoptados en el cálculo de las estructuras.

Las columnas de edificios industriales que soportan rieles de grúas se hallan sujetas a grandes cargas excéntricas, toda vez que la grúa opera cerca de las mismas, pero en el resto del tiempo solo soportan el peso propio y las sobrecargas ordinarias. Es costumbre proyectar las conexiones entre las columnas y las zapatas de modo que resistan las cargas excéntricas, así que los momentos producidos por las mismas se transmiten a la fundación. Si las zapatas descansan en arcilla saturada, la tensión máxima en el extremo

más solicitado del suelo, cuando se consideran todas las cargas, incluida la debida a la grúa, no debe exceder la tensión admisible  $q_a$ . El centro de gravedad de las zapatas debe hacerse coincidir con el punto de aplicación de la resultante del peso propio, más la sobrecarga normal, más una pequeña fracción, como ser el 25 por ciento, de la carga de la grúa y, además, todas deben proporcionarse para la misma presión sobre el suelo bajo la acción de esta resultante. Si, por el contrario, las zapatas descansan en arena, se debe disponer de modo que, bajo el peso propio, más la sobrecarga normal, más la máxima carga que, en condiciones normales de operación puede esperarse de la grúa, la presión sobre el suelo resulte uniforme e igual a  $q_a$ . En ninguna combinación de carga concebible debe la presión exceder  $1,5 q_a$ .

*Precauciones a tomar durante la construcción.* Todas las fundaciones directas sobre zapatas se proyectan inevitablemente en la hipótesis de que el suelo situado debajo de las mismas se halla aproximadamente en el mismo estado en que fue encontrado durante las perforaciones o ensayos de carga efectuados para estudiarlo. Si el suelo contiene bolsones blandos no interesados por las perforaciones, o si la estructura del suelo es alterada durante la excavación, el asentamiento será mayor y más desigual de lo que anticipa el proyectista. Se puede evitar este riesgo ejecutando un ensayo simple de penetración en el lugar de cada zapata una vez hecha la excavación correspondiente. Uno de los varios métodos prácticos consiste simplemente en contar el número de golpes por metro necesarios para hincar una barra en el terreno por medio de un martillo de caída libre. Si dentro de la profundidad activa de una zapata dada se encuentran puntos excepcionalmente blandos, la zapata debe proyectarse de nuevo. Este procedimiento es más económico que tener luego que recurrir a una reparación.

Hay dos casos que se presentan con frecuencia en obra y que merecen especial cuidado, pues suelen producir una alteración de la estructura del suelo. Si el subsuelo consta esencialmente de limo o de arena fina, puede resultar alterado en forma radical cuando se bombea desde sumideros en el interior de la excavación. La alteración suele a veces ir asociada con el descenso del terreno adyacente a la excavación, debido a que por sifonaje la arena inferior surge por el fondo, descenso que puede provocar desperfectos en las propiedades vecinas. Por ello, si las zapatas a construir en tales suelos exigen excavar bajo agua, debe drenarse el lugar bombeando desde pozos filtrantes y no desde sumideros (artículo 47). Ocasionalmente, aun en el caso en que se bombea desde pozos filtrantes, se produce cierto asentamiento de la superficie del terreno adyacente. Sin embargo, si esto ocurre, es seguro que los efectos nocivos que se originarían bombeando desde sumideros serían mucho mayores.

Si el subsuelo está constituido de arcilla, la parte superior de la arcilla expuesta por la excavación suele ablandarse como consecuencia de la absorción de agua de lluvia y del efecto de amasado que se produce al caminar sobre la misma. Por ello, las zapatas en arcillas deben hormigonarse y taparse inmediatamente después de terminada la excavación. Si esto no puede realizarse, la excavación debe dejarse de 10 a 15 centímetros por encima

de la cota de fundación hasta el momento en que todo esté preparado para empezar a hormigonar.

#### Lecturas seleccionadas

- Peck, R. B. (1948). "History of building foundations in Chicago", *Univ. de Illinois, Engineering Experiment Station Bulletin* 373, 64 págs.  
 Sowers, G. F. (1962). "Shallow foundations", Chapter 6 de "Foundation Engineering", G. A. Leonards, edit. McGraw Hill, Nueva York, págs. 525-632.  
 Aldrich, H. P. (1965). "Precompression for support of shallow foundations", *ASCE Journal of Soil Mechanics*, 91, N° SM2, págs. 5-20.  
 Meyerhof, G. G. (1965). "Shallow foundations", *ASCE Journal of Soil Mechanics*, 91, N° SM2, págs. 21-31.

### ART. 55 PLATEAS DE FUNDACIÓN

#### Comparación entre zapatas y plateas

Si la suma de las áreas de contacto de las zapatas que se requieren para sostener una estructura es mayor de la mitad de la superficie cubierta por el edificio, puede resultar preferible combinar las zapatas disponiendo una platea única de fundación. Dicha platea no es más que una zapata grande, y como tal debe satisfacer las exigencias conocidas: el coeficiente de seguridad con respecto a la rotura del suelo de fundación no tiene que ser menor de 3, y el asentamiento no debe exceder de una cantidad aceptable al proyectista de la superestructura.

El coeficiente de seguridad de las plateas de fundación depende de la naturaleza del subsuelo. Si el suelo está compuesto por arena muy suelta saturada, debe compactarse por medios artificiales antes de construir la platea (véase artículo 50). Si la arena es medianamente densa, o densa, el coeficiente de seguridad de la platea es mucho mayor que el de la zapata, de modo que se puede dar por segura sin cálculo alguno.

El coeficiente de seguridad de plateas en arcilla saturada es prácticamente independiente del tamaño del área cargada. Además, a veces en el pasado solía ser muy pequeño, hecho que ha originado varias catástrofes, una

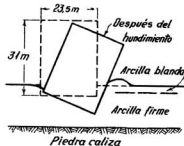


Fig. 55.1. Diagrama que indica cómo se produjo la falla de un evador de granos cerca de Winnipeg, Canadá, el cual se hundió dentro de un estrato de arcilla.

de las cuales viene ilustrada por la figura 55.1. La estructura, un elevador de granos cerca de Winnipeg, Canadá, tenía en planta 23,50 por 58 metros y 31 metros de altura, y descansaba sobre un estrato de arcilla "firme", al cual seguía en profundidad la roca madre. Se estimó, en función de los resultados de ensayos de carga, que la capacidad de carga a rotura de la arcilla estaba comprendida entre 4 y 5 kg por centímetro cuadrado, adoptándose una tensión admisible de 2,5 kg por centímetro cuadrado, con la cual se proyectó la fundación de la estructura. Cuando la carga sobre el suelo alcanzó este valor admisible, uno de los lados de la estructura se hundió 8,70 metros y el lado opuesto ascendió 1,50 metros. Los movimientos se produjeron en un término menor de 24 horas (Peck y Bryant, 1953; White, 1953). Para evitar una catástrofe de este tipo, las plateas sobre arcilla saturada deben proyectarse de modo que la carga neta sobre el suelo, dividida por la superficie de la platea, no exceda en un tercio el valor de  $q_d$  neto calculado con la fórmula 33.17.

La carga neta en la cota de fundación de una platea se calcula de la misma manera que para las zapatas (artículo 54). Si la platea (fig. 55.3) está situada debajo de un sótano, constituye con las paredes de éste una enorme zapata hueca. El suelo cargado solo puede desplazarse hacia arriba en la zona exterior a la ocupada por la platea, como lo muestran las flechas, de modo que la profundidad de fundación a considerar en el cálculo es igual a  $D_f$ , medida desde la superficie del terreno y no  $D_s$ , como en las zapatas de sótanos (fig. 53.1c, y d). Por ello, la sobrecarga total neta  $Q_t$  a considerar en la cota de fundación de la platea es igual a la diferencia entre la carga total efectiva  $Q + Q_1$ , menos el peso total efectivo  $W_s$  del suelo excavado para el sótano, es decir:

$$Q_t = (Q + Q_1) - W_s \quad (55.1)$$

Si  $q_s$  es la tensión admisible del suelo y  $A$  la superficie cubierta por la platea, la fundación debe satisfacer la condición:

$$\frac{Q_t}{A} \leq q_s \quad (55.2)$$

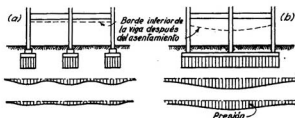
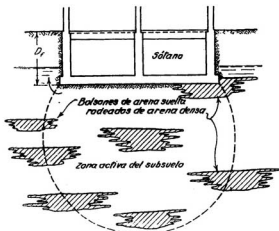


Fig. 55.2. Distribución de las presiones dentro del suelo situado debajo de un edificio: (a) apoyado sobre zapatas muy espaciadas entre sí; (b) apoyado sobre una platea de hormigón. La presión unitaria que se transmite al suelo es la misma en ambos casos.



**Fig. 55.3.** Diagrama que representa la distribución errática de bolsones de arena suelta dentro de un estrato de arena densa situado debajo de la cola de fundación de un edificio.

La relación expresada en la fórmula 55.1 indica que aumentando la altura o el número de sótanos puede reducirse la carga neta que actúa en la cota de fundación de una platea. Esta reducción aumenta el coeficiente de seguridad de la fundación con respecto a un hundimiento por rotura del terreno y disminuye el asentamiento. Algunos ingenieros se dieron cuenta, hace más de un siglo, de la importancia de la relación mencionada y la utilizaron para construir estructuras pesadas en suelos blandos sin recurrir a la fundación sobre pilotes.

Si bien, tratándose de plateas y zapatas, las leyes que gobiernan la seguridad al hundimiento por rotura del suelo son muy similares, la distribución de los asentamientos es muy diferente en estos dos tipos de fundación. La figura 55.2, que representa secciones verticales de dos estructuras, una sobre zapatas y la otra sobre platea, aclara las causas de esta diferencia. Las zapatas y la platea ejercen sobre el subsuelo la misma presión unitaria, hecho que viene indicado por los diagramas de presiones de contacto. La figura muestra, además, la intensidad y distribución de las presiones verticales a varias profundidades por debajo del nivel de la cota de fundación.

Las zapatas indicadas en la figura 55.2a están tan separadas entre sí que cada una de ellas se asienta como si la otra no existiese. Si el suelo fuese homogéneo, las zapatas se asentarían todas prácticamente igual; en la realidad se asientan en forma variable, debido a que ningún estrato de suelo es homogéneo. Como además la profundidad activa solo interesa el estrato superior, la distribución de los asentamientos refleja las variaciones de compresibilidad del suelo situado dentro de este estrato (véase figura 54.2),

variaciones que son siempre erráticas y que no pueden predecirse con ningún medio práctico. Este hecho es el que determina las reglas que se establecen en el artículo 54 para fijar las presiones admisibles en fundaciones sobre zapatas.

En una fundación sobre platea (fig. 55.2b) la profundidad activa se extiende a una distancia mucho mayor y, dentro de la misma, los puntos débiles están distribuidos al azar, como lo muestra la figura 55.3, de modo que sus efectos sobre el asentamiento del área cargada se contrarrestan parcialmente unos con otros. Por ello, la estructura se asienta como si el subsuelo cargado fuese más o menos homogéneo. El asentamiento no es necesariamente uniforme, pero adquiere una forma bastante definida en lugar de la errática que se observa en las zapatas. Esta forma difiere, sin embargo, dependiendo de si el suelo situado dentro de la profundidad activa es arena o arcilla.

### *Asentamiento de fundaciones sobre plateas*

Tanto la teoría como la experiencia indican que en arena el asentamiento de superficies cargadas es bastante uniforme, siempre y cuando dichas superficies se hallen a una profundidad mayor de unos 2,50 metros por debajo del terreno adyacente a sus costados. Si la profundidad es menor, las partes exteriores del área cargada suelen asentarse más que la parte central, salvo que la fluencia lateral de la arena sea impedida en una profundidad comprendida entre 2,50 y 3,00 metros a contar desde la superficie del terreno.

El asentamiento diferencial de la superficie cubierta por la platea refleja en una forma general las variaciones de compresibilidad del subsuelo. Sin embargo, debido a que las zonas más compresibles están distribuidas al azar (fig. 55.3), y que además la rigidez de la platea y de la estructura del edificio tienden a uniformar los asentamientos, se puede suponer con seguridad que el asentamiento diferencial de una fundación sobre platea, por centímetro de hundimiento máximo, no es mayor de la mitad del valor que le correspondería a un edificio sobre zapatas. Por ello, si se puede tolerar un asentamiento diferencial de 2 centímetros, la presión admisible del suelo puede elegirse en forma tal que el asentamiento máximo no sobrepase 5 centímetros —en lugar de los 2,5 centímetros especificados para las zapatas—. El ancho de las plateas está comprendido generalmente entre 10 y 50 metros y, dentro de estos límites, el valor de  $B$  tiene muy poca influencia sobre el asentamiento máximo (véase figura 54.3), de modo que, para fijar la presión admisible, no necesita ser tomado en cuenta. Finalmente, por lo menos la mayor parte de la arena situada dentro de la zona activa de los asentamientos suele hallarse saturada, debido a que la distancia vertical entre la cota de fundación y la napa freática es generalmente pequeña comparada con el ancho de la platea.

Dichas condiciones, juntamente con la densidad relativa de la arena, determinan la presión admisible del suelo, siempre que se tome también en cuenta la compresibilidad media de la arena, propiedad ésta que se halla relacionada con la densidad relativa. Por el momento, el método más rápido

Tabla 55.1

*Tensiones admisibles aconsejadas para plateas en arena*

Densidad relativa de la arena	Suelta	Medianamente densa	Densa	Muy densa
$N$	menor de 10	10-30	30-50	más de 50
$q_*$	requiere compactación	0,7-2,5	2,5-4,5	más de 4,5

Los valores de las tensiones admisibles se basan en un asentamiento máximo de 5 centímetros.

Se supone que el espesor del estrato de arena es mayor que el ancho  $B$  de la platea y que la napa está cerca o por encima de la cota de fundación. Si a una profundidad mucho menor de  $B/2$  hay roca, o si la napa está a una profundidad mayor de  $B/2$ , las tensiones admisibles pueden aumentarse.

Se supone que las cargas se distribuyen en forma prácticamente uniforme en toda la superficie ocupada por la platea. Si las distintas partes de una gran platea en arena soportan presiones unitarias muy distintas, es aconsejable establecer juntas de construcción en los bordes de cada una de las partes.

$N$  = número de golpes para hacer penetrar la cuchara partida 30 centímetros.

$q_*$  = tensión admisible aconsejada en  $\text{kg/cm}^2$ .

para determinar la densidad relativa consiste en ejecutar ensayos normales de penetración o el ensayo del cono holandés (artículo 44). Cuando se usa el ensayo de penetración normal, debe ejecutarse un ensayo cada 75 cm o cada metro a partir del nivel de la cota de fundación de la platea y hasta una profundidad mínima  $B$  por debajo de este nivel. Para una perforación dada, el valor de  $N$  es igual al término medio de los  $N$  entre la cota de fundación y la profundidad  $B$ . Se necesitan por lo menos 6 perforaciones, y la presión admisible debe elegirse sobre la base del menor de los valores  $N$  determinados en esta forma.

La tabla 55.1 proporciona tensiones admisibles en función de los valores  $N$  en la hipótesis de que dicha presión es igual al doble de la admisible en zapatas en arena saturada y que por extrapolación se obtiene de la figura 54.4. Esta hipótesis se basa en la conclusión de que en plateas puede tolerarse un asentamiento máximo de 5 centímetros en lugar de los 2,5 centímetros admisibles en edificios sobre zapatas.

Si el subsuelo contiene grava, o si consta de arena fina o de arena limosa, es necesario efectuar ensayos apropiados de control o correcciones (véase artículo 54), correcciones que pueden conducir a valores menores que los dados en la tabla 55.1. Por otro lado, si la arena descansa a una profundidad menor de  $B/2$  en roca sana, o si la napa está situada en forma permanente por debajo de dicha profundidad, pueden tolerarse presiones mayores.

Si la investigación se lleva a cabo con el cono holandés, se necesitan por lo menos 6 auscultaciones con registros esencialmente continuos de la resistencia a penetración  $q_p$  como una función de la profundidad. Para cada auscultación se determina el término medio de  $q_p$  dentro de una profundidad

mínima  $B$  por debajo del nivel de apoyo de la platea. En base al término medio menor de  $q_p$ , se estima crudamente con la expresión 54.2 el valor medio correspondiente a  $N$ , con lo cual se obtiene la presión admisible de la tabla 55.1.

Los resultados del ensayo del cono holandés pueden también utilizarse para evaluar un índice de compresibilidad  $C$  para la arena a fin de calcular el asentamiento de la platea siguiendo un procedimiento análogo al usado para la arcilla. El índice de compresibilidad se estima por medio de la relación estadística (Buisman, 1943):

$$C = 1,5 \frac{q_p}{\bar{p}_0} \quad (55.3)$$

donde  $\bar{p}_0$  es la presión efectiva de la cubierta al nivel en que se mide la resistencia a penetración. El incremento  $\Delta p$  en presión vertical a profundidades  $z$ , debajo de la cota de apoyo de la zapata, como consecuencia de la carga que ésta soporta, se determina en la hipótesis de que el subsuelo es elástico (artículo 40) y el asentamiento se calcula con la expresión:

$$S = \int_0^\infty \frac{1}{C} \log_e \frac{\bar{p}_0 + \Delta p}{\bar{p}_0} \quad (55.4)$$

Los resultados que arrojan estos cálculos parecen razonables y están generalmente del lado conservador (DeBeer y Martens, 1957; Meyerhof, 1965; Bogdanovic y otros, 1963)\*.

Todas estas recomendaciones suponen tácitamente que la distribución de cargas sobre la platea es bastante uniforme. Si la estructura soportada por la platea consta de varias partes con alturas muy distintas, puede resultar aconsejable prever juntas de construcción en los límites entre dichas partes.

La máxima presión admisible a adoptar para el suelo cuando la platea descansa en arcilla es igual a la aconsejada en el caso de zapatas y se obtiene dividiendo la capacidad de carga neta a rotura  $q_{d \text{ neto}}$  (ecuación 33.17) por un coeficiente de seguridad  $F$  igual a 3 para el peso propio más la sobrecarga normal y no menor de 2 para el peso propio y las combinaciones más extremas de la sobrecarga, incluidos el viento y/o la nieve. Sin embargo, dadas las grandes dimensiones de la superficie cubierta por la platea, y el rápido aumento que en arcilla sufre el asentamiento cuando aumenta el tamaño del área cargada (fig. 54.6), es siempre necesario determinar, al menos con un cálculo aproximado, si el asentamiento será tolerable. Este cálculo puede hacerse suponiendo que la arcilla se halla lateralmente confinada. Los resultados de los cálculos indican, en un todo de acuerdo con la experiencia, que las bases de área cargadas uniformemente, apoyadas en arcillas, adquie-

\* El ensayo del cono holandés, como todo ensayo de penetración, constituye una prueba a rotura que no hace intervenir la deformabilidad específica del material sino en forma indirecta por su relación con la resistencia. Por ello, no alcanza a diferenciar el comportamiento de una arena normalmente consolidada de aquel de la misma arena pre-consolidada, circunstancia que puede explicar que algunas estimaciones estén del lado conservador. (N. del T.)

ren la forma de un cuenco poco profundo, debido a que las presiones de consolidación disminuyen del centro hacia los bordes (fig. 55.2b). No obstante, los taludes del cuenco son tan suaves que la diferencia entre el asentamiento de dos columnas adyacentes nunca excede de una pequeña fracción de la diferencia entre el asentamiento máximo y el mínimo. Para plateas en arena la diferencia entre el asentamiento de dos columnas adyacentes puede llegar a ser del mismo orden de magnitud que la diferencia entre el asentamiento máximo y el mínimo, de modo que el asentamiento diferencial tolerable en arcilla es mucho mayor que en el caso de plateas en arena.

### Proyecto de fundaciones sobre plateas

La presión unitaria media transmitida al suelo por la platea es igual al peso total efectivo del edificio,  $Q + Q_1$ , dividido por la superficie total  $A$  de la platea y, como el área ocupada por la misma solo puede ser igual o apenas mayor que la que ocupa el edificio, no hay posibilidad de cambiar las presiones sobre el suelo variando el tamaño de la platea. Por ello, si se tiene necesidad de satisfacer la ecuación 55.2, lo único que se puede hacer es aumentar el  $W_s$  en la fórmula 55.1. Esto solo puede conseguirse disponiendo la estructura con uno o dos sótanos de una altura adecuada. La profundidad necesaria puede calcularse por tanteos.

Después de haber determinado la profundidad de sótanos, el próximo paso del proyecto consiste en calcular las fuerzas que actúan sobre la platea. En esta operación el proyectista se ve obligado a depender en gran parte de la bondad de su criterio. Para ello debe considerar los factores y condiciones que se ilustran en la figura 55.4.

La figura 55.4a, muestra un corte vertical de una estructura constituida por una torre pesada y dos alas, en la que la cota de fundación está por encima de la napa freática. Con estas hipótesis, la reacción total del suelo

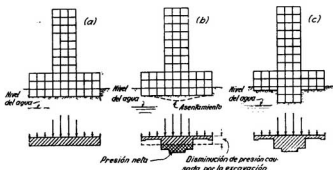


Fig. 55.4. Diagrama que ilustra tres métodos distintos para proyectar plateas de fundación sobre subsuelos compresibles: (a) superestructura rígida que asegura un asentamiento uniforme; (b) superestructura flexible capaz de sufrir grandes deformaciones sin experimentar daños; (c) superestructura flexible en la que la uniformidad del asentamiento se asegura disponiendo sótanos de una profundidad proporcional al peso de la parte de la estructura que se construye sobre los mismos.

es igual al peso completo  $Q + Q_i$  del edificio, incluido el peso de la platea, mientras que la carga total neta  $Q_i$  (fórmula 55.1), que determina el asentamiento, es igual a la diferencia entre el peso de la estructura y el peso  $W$ , del suelo que ha sido excavado. Si la carga total neta  $Q_i$  es igual a cero y si, además, la estructura es rígida, prácticamente no se producirá asentamiento alguno, aun cuando la reacción del suelo sea muy grande. En una aproximación grosera, la reacción del suelo en la base de una estructura rígida puede considerarse uniforme, como lo indica el rectángulo sombreado en la figura 55.4a. Ahora bien, como las cargas están concentradas en la parte central de la base del edificio, su estructura se halla en este caso sujeta a momentos flectores muy severos, así que el costo de los refuerzos necesarios para resistir dichos momentos puede resultar prohibitivo.

Si el edificio es flexible, la reacción del suelo en cada una de las partes de la platea es aproximadamente igual a la carga que actúa sobre la misma (fig. 55.4b), y los momentos flectores son relativamente pequeños. Sin embargo, tenida en cuenta la alta concentración de cargas existente en la parte central de la platea, en esta zona existe una carga neta positiva, mientras que las partes laterales están sujetas a una carga neta negativa y, como consecuencia, la torre sufre, como lo indica la figura, un asentamiento mayor que las alas, de modo que resulta inevitable que se produzca una diferencia de asentamiento, aun en el caso en que la carga neta total sea igual a cero. Si el edificio descansa en arena, la diferencia entre el asentamiento de la torre y el de las alas suele ser demasiado pequeña como para llegar a ejercer un efecto perjudicial sobre la superestructura, de modo que la platea puede proyectarse suponiendo que está sometida a las fuerzas indicadas en la figura 55.4b. Si, por el contrario, la platea descansa en arcilla, el asentamiento diferencial originado por la distribución no uniforme de presiones puede resultar muy grande. La disposición de juntas de construcción entre la torre y las alas mejora ligeramente las condiciones de tensión en los miembros de la superestructura, pero no llega a impedir el asentamiento diferencial y la inclinación de las alas hacia la torre. Por ello, es necesario efectuar un cálculo de asentamientos para determinar si el asentamiento diferencial puede llegar a exceder el valor que la estructura es capaz de soportar sin que se produzcan desperfectos en la misma. Si el asentamiento diferencial es excesivo, el proyectista tiene que elegir entre dos alternativas: establecer una fundación sobre pilotes o sobre pilares de fundación, o bien proyectar sótanos de distinta profundidad para la torre y las alas (fig. 55.4c). La profundidad de cada sótano debe establecerse de manera que el asentamiento de la torre y de las alas sea teóricamente idéntico. Si se cumple esta condición, el proyectista puede sentirse bastante seguro de que, presumiblemente, el asentamiento diferencial será tolerable.

Cuando se calculan el espesor y la armadura de la platea, se supone frecuentemente que es una losa continua apoyada libremente en cada punto y a lo largo de cada línea en que se le transmite a la misma la carga superior, y que por debajo actúa una carga uniformemente distribuida. Esta carga distribuida es igual a la reacción total del suelo, la que, a su vez, es igual al peso total del edificio sin deducción de la subpresión ni del peso de la

tierra excavada. Como la diferencia entre la distribución teórica y real de los momentos flectores que actúan sobre la platea puede ser muy grande, es comúnmente aconsejable prever para la misma una cantidad de armadura considerablemente mayor que la teórica para cubrir la posibilidad de que hasta el signo de los momentos flectores difiera de los calculados\*.

En lo que antecede se ha supuesto tácitamente que una platea rígida no se asienta hasta que la carga sobre la misma se hace igual al peso del suelo excavado. En muchos casos, el error originado por esta hipótesis puede ser ignorado, pero si el subsuelo es blando y la excavación profunda, el asentamiento que se produce antes de que el peso efectivo sobre la platea alcance el peso efectivo del suelo excavado puede resultar suficientemente grande como para que deba tomarse en cuenta. Las causas de este asentamiento se tratan a continuación.

### ***Levantamiento del fondo de la excavación para sótanos***

La excavación que se realiza para sótanos trae aparejada la supresión completa de las presiones verticales que originalmente actuaban sobre el suelo al nivel de la cota de fundación y, como consecuencia, el fondo de la excavación se levanta, es decir, asciende. Luego, con el progreso de la construcción, las presiones transmitidas por el edificio igualan y generalmente terminan por sobrepasar las presiones originales ejercidas por el suelo excavado, de modo que el levantamiento desaparece y el edificio se asienta. Si el edificio tiene un peso mayor que el del suelo excavado, el asentamiento pasa por dos periodos. El primero dura hasta que la presión unitaria en la cota de fundación de la platea se hace igual a la presión original que ejercía el peso del suelo excavado, y el segundo empieza en el momento en que esta presión es excedida. Ya se han descripto las características del asentamiento que se produce en el segundo periodo. Las del primer periodo pueden ser muy distintas.

Al terminar el primer periodo, cuando la carga del edificio se hace igual al peso del material excavado, el asentamiento es igual o ligeramente superior al levantamiento que ha experimentado el fondo, que comúnmente es muy pequeño. Si la carga total que el edificio terminado transmite al suelo no alcanza un valor mayor, el asentamiento se detiene poco después de terminada la construcción. Se ha mencionado ya que este fenómeno se ha utilizado desde hace mucho tiempo en el proyecto de edificios construidos en suelos blandos, pero no se ha comprendido con igual generalidad que también puede eliminarse el asentamiento progresivo de edificios construidos en suelos más duros excavando una cantidad suficiente de suelo como para compensar el peso del edificio. Tan es así que algunos edificios que poseen sótanos suficientemente profundos como para satisfacer esta exigencia han sido en realidad provistos con costosas fundaciones sobre pilotes, malgastando inútilmente el dinero dispuesto para los mismos.

\* Siguiendo una línea de pensamiento similar, el traductor en su *Curso de Hormigón Armado*, 2ª ed., Lib. Ed. El Ateneo, Bs. As., 1970, pág. 793, aconseja efectuar el cálculo de las plateas adoptando varias distribuciones posibles y razonables para la reacción del suelo para cubrir luego con el dimensionamiento todas esas posibilidades. (N. del T.)

La magnitud del levantamiento del fondo y del asentamiento resultante del mismo dependen de la naturaleza del subsuelo y de las dimensiones de la excavación. Raramente pueden predecirse en función de ensayos del suelo y de la teoría. Si la excavación se efectúa en arena por encima de la napa freática, el levantamiento del fondo es tan pequeño que normalmente puede despreciarse. Por otro lado, una arcilla blanda se deforma a contenido de humedad prácticamente constante, como si fuese un material no compresible y elásticamente isótropo, de modo que el levantamiento del fondo podría calcularse por la teoría de la elasticidad, en el caso en que fuese posible determinar el módulo de elasticidad del suelo por medio de ensayos. Lamentablemente, el módulo tangente inicial  $E_t$  (artículo 15) es extremadamente sensible al grado de alteración de las muestras, de modo que el levantamiento puede resultar fuertemente sobrevaluado por el cálculo.

Para determinar  $E_t$  las muestras deben obtenerse con la menor alteración posible y ser ensayadas en condiciones no drenadas en un aparato triaxial bajo presiones de cámara aproximadamente iguales a la presión efectiva de la cubierta. La carga axial debe aumentarse en forma moderada y luego reducirse a cero varias veces, y el valor de  $E_t$  tomarse como la tangente inicial de la curva tensión-deformación correspondiente al último aumento de carga axial. Si se toman estas precauciones es posible que el levantamiento calculado no sobreestime grandemente la realidad, a menos que el suelo en estado natural posea una rigidez que no puede sobrevivir las operaciones de muestreo.

Si la arcilla situada debajo del fondo de una excavación contiene un gran número de capas continuas de limo grueso o de arena, el contenido de humedad de la arcilla puede llegar a aumentar lo suficiente como para que la mayor parte del levantamiento se produzca por hinchamiento del suelo. Las predicciones respecto de la velocidad con que se producirá el hinchamiento, realizadas en función de resultados de ensayos de consolidación de laboratorio, suelen ser muy inexactas, en razón de que no puede determinarse con perforaciones el grado de continuidad de las capas permeables.

Si la profundidad de la excavación a cielo abierto para sótano se aumenta más allá de cierto valor, el fondo de la excavación se hace inestable y falla, es decir, rompe, por levantamiento, cualesquiera sean la resistencia y el tipo de entibación utilizado para las paredes laterales (véase artículo 37). La profundidad crítica puede, sin embargo, duplicarse, casi, ejecutando la excavación con aire comprimido. En terrenos excesivamente blandos se han establecido con buen éxito fundaciones sobre plateas, construyendo como una unidad las paredes laterales y el piso de los sótanos cerca de la superficie, y luego hundiendo el conjunto, hasta llegar a la cota, con inyección o por bombeo a través de agujeros dejados en el piso.

### ***Zapatas sobre plateas naturales***

Si las zapatas de un edificio descansan en un espeso estrato firme, debajo del cual hay otros considerablemente más compresibles, el estrato firme cumple las funciones de una platea natural y distribuye el peso del edificio sobre las capas blandas. Las zapatas se calculan como si los estratos blandos

no existiesen: pues el asentamiento causado por la consolidación de estos estratos es prácticamente independiente de la presión que se trasmite al suelo en la cota de fundación.

La carga que produce el asentamiento originado por la consolidación es igual al peso total efectivo del edificio, menos el peso efectivo del suelo excavado. En el cálculo de la magnitud y distribución de la presión de consolidación dentro de las capas blandas, el peso del suelo excavado se supone igual a una carga negativa uniformemente distribuida en el plano de fundación. El peso del edificio es a su vez una carga positiva, que actúa en la cota de fundación de las zapatas, de modo que la presión de consolidación en un punto dado de las capas blandas es igual a la diferencia entre las presiones producidas por estas dos cargas. El asentamiento originado por consolidación se calcula suponiendo que el suelo se halla lateralmente confinado. La figura 54.8 da una idea de la magnitud de los asentamientos que pueden llegar a producirse.

Si los cálculos indican que los asentamientos resultantes son inadmisibles, debe cambiarse el proyecto de la fundación. Esto puede efectuarse, por ejemplo, disponiendo sótanos de distintas profundidades para las diversas partes del edificio (fig. 55.4c), o bien previendo una fundación sobre pilotes o sobre cilindros.

### ***Zapatas en arena en sótanos por debajo de la napa***

Un sótano situado debajo de la napa, debe ser provisto de un piso formado de una losa impermeable que una las zapatas entre sí. Si la carga que va a transmitir la zapata empieza a actuar después de construida la losa, las zapatas, en unión con la losa, constituyen una platea, cuya base está sometida no sólo a la presión del agua sino también a una reacción del suelo, distribuida en forma más o menos uniforme.

Para evitar la necesidad de construir una losa de piso de resistencia suficiente para resistir ambas presiones no debe hormigonarse la losa entre

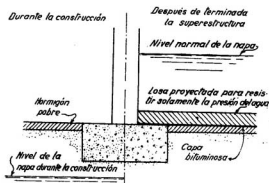


Fig. 55.5. Detalles de una zapata sobre arena, en un sótano situado debajo del nivel de la napa.

zapatas hasta que éstas soporten todo el peso propio. En este caso, la carga transmitida directamente al suelo por las zapatas es igual al peso total del edificio, menos toda la subpresión que actúa en el piso del sótano, y la losa del piso solo resiste la subpresión. No obstante, las zapatas deben proyectarse en la hipótesis de que la subpresión no existe, pues la necesidad de posponer la construcción del piso del sótano exige que la napa, que ha sido deprimida, permanezca a un nivel inferior a la cota de fundación hasta la terminación del edificio, es decir, hasta que sobre las zapatas actúa todo el peso propio de la estructura. La figura 55.5 indica el orden de sucesión de las operaciones de construcción. Para impedir que la losa del piso del sótano llegue a flotar, debe anclarse a las columnas, o con preferencia a las zapatas.

### ***Resumen de las reglas a seguir en el proyecto de plateas de fundación***

1. Si una estructura que descansa en un estrato de arena soporta, sin experimentar daños, un asentamiento diferencial de 2 centímetros entre columnas adyacentes, se puede tolerar un asentamiento máximo de 5 centímetros, en cuyo caso las presiones admisibles vienen dadas en la tabla 55.1.

2. Con ensayos de carga no se puede determinar con seguridad la presión admisible para una platea de ancho  $B$ , a menos que se ejecuten una serie de conjuntos de ensayos de carga a varias profundidades, dentro de un espesor  $B$ , medido por debajo de la cota de fundación. Dichos conjuntos de ensayos solo se justifican económicamente en condiciones excepcionales.

3. Si las distintas partes de una gran platea en arena soportan cargas muy distintas, es aconsejable establecer juntas de construcción en los bordes de dichas partes.

4. Una platea de fundación en arcilla saturada debe satisfacer las condiciones de que el coeficiente de seguridad con respecto a una rotura del suelo no sea menor de 3, y que el asentamiento diferencial no alcance una magnitud que llegue a dañar a la superestructura. Tanto el coeficiente de seguridad como el asentamiento no dependen del peso total de la estructura sino de la diferencia entre dicho peso y el del suelo excavado. Por ello pueden comúnmente cumplirse las especificaciones exigidas para el proyecto, eligiendo una profundidad de sótanos adecuada.

5. El asentamiento diferencial de una platea flexible, uniformemente cargada, construida sobre arcilla saturada, se debe usualmente a que la platea adquiere la forma de un cuenco, de modo que es aproximadamente igual a la mitad del asentamiento máximo. Si el edificio es flexible, el asentamiento diferencial se puede eliminar proyectando una infraestructura muy rígida para el mismo. No obstante, si las distintas partes de una gran platea sobre arcilla soportan cargas muy distintas, los momentos flectores en la infraestructura suelen ser tan grandes que su costo llega a ser prohibitivo. La otra alternativa consiste en variar la profundidad de los sótanos con la carga, de tal manera que la diferencia entre el peso del edificio por unidad de superficie

y el peso del suelo excavado, también por unidad de superficie, tenga aproximadamente el mismo valor en todas las partes de la platea. Cualquiera sea la solución adoptada, el proyecto requiere un cálculo, al menos aproximado, de los asentamientos.

6. Las capas de arcilla compacta o de arena densa situadas encima de estratos de arcilla blanda se comportan como plateas naturales. En tales casos, las zapatas de los edificios apoyados en dichas capas se proyectan como si los estratos blandos no existiesen; pero, como el asentamiento originado por la consolidación de estos estratos puede ser muy grande, resulta necesario hacer, además, un cálculo de asentamientos. Los sistemas para reducir estos asentamientos son los mismos que se han descripto para plateas en estratos homogéneos de arcilla.

#### Lecturas seleccionadas

Golder, H. Q. (1965). "State-of-the-art of floating foundations", *ASCE Journ. Soil Mechanics*, 91, N° SM2, págs. 81-88.

## ART. 56 FUNDACIONES SOBRE PILOTES

### *Función de los pilotes*

Una estructura se funda sobre pilotes cuando el suelo situado inmediatamente por debajo de su base no tiene suficiente capacidad de carga, o cuando una estimación de costos indica que un pilotaje puede resultar más económico que cualquier otro tipo de fundación.

Los pilotes se construyen de muchas formas y maneras, y con una variedad de materiales. En Chellis (1961) existe una descripción de los principales tipos de pilotes y de los métodos para instalarlos en el terreno. En lo que sigue, solo se consideran los pilotes más comunes, los que son hincados en el terreno con un dispositivo mecánico llamado martinete. No obstante, los principios generales son también aplicables, con pequeñas modificaciones, al proyecto de fundaciones con otros tipos de pilotes, instalados en el terreno de una manera distinta\*.

En función de la forma como transmiten su carga al suelo, los pilotes pueden dividirse en tres categorías:

1. *Pilotes de fricción en suelos de granos gruesos muy permeables.* Estos pilotes transfieren al suelo la mayor parte de su carga por fricción lateral. La hincia en grupos, con una distancia pequeña entre pilotes, reduce grandemente la porosidad y la compresibilidad del suelo situado dentro y

\* Si bien esto es verdad respecto a los principios generales, conviene hacer notar que la experimentación reciente en el tema señala que, en ciertas circunstancias, puede haber diferencias importantes, tanto en la magnitud de la fricción lateral como de la resistencia de punta desarrollada, cuando los pilotes se instalan por empuje o por excavación. Véase Moretto O., Cimientos Profundos - Síntesis escogida del estado actual de conocimiento sobre la interacción con el suelo - Revista Latinoamericana de Geotecnia, Vol. I, N° 2, Caracas, 1971. También revista La Ingeniería, Bs. As., 1972. (N. del T.)

alrededor de los grupos. Por ello, los pilotes de esta categoría se denominan a veces *pilotes de compactación*.

2. *Pilotes de fricción en suelos de granos muy finos de baja permeabilidad*. Estos pilotes transmiten su carga al suelo por fricción lateral, pero sin llegar a compactar el terreno en forma perceptible. Las fundaciones sobre pilotes de este tipo se denominan comúnmente *fundaciones sobre pilotes flotantes*.

3. *Pilotes resistentes de punta*. Estos pilotes transmiten su carga a un estrato firme situado a una profundidad considerable por debajo de la base de la estructura.

En la naturaleza, los estratos homogéneos de suelo son muy raros, por lo cual no se pueden establecer límites bien definidos entre esas tres categorías principales de pilotes. Un mismo pilote puede desplazar parte de la masa de suelo que atraviesa sin cambiar su densidad relativa y producir, en cambio, compactación en el resto, o bien, una parte considerable de la carga aplicada a un pilote puede ser resistida por fricción lateral, a pesar de que su punta descansa en un estrato de arena firme capaz de soportarla íntegramente. Dada la gran variedad de condiciones que se presentan en la práctica con respecto a la naturaleza del subsuelo, todo intento para establecer reglas para el proyecto de fundaciones sobre pilotes necesariamente exige simplificaciones radicales y, además, por otro lado, no se puede pretender que las reglas resultantes sirvan otro propósito que el de ser simples guías para poder tomar decisiones con criterio. Por esta misma razón, en problemas relativos a pilotes, los refinamientos puramente teóricos, como las pretensiones de calcular la carga de rotura de grupos de pilotes por medio de la teoría de la elasticidad, están completamente fuera de lugar y pueden ser ignorados sin peligro. A decir verdad, hasta las conclusiones derivadas de ensayos sobre pequeños modelos pueden estar muy lejos de la realidad.

### ***Proyecto de fundaciones sobre pilotes***

*Desarrollo histórico*. Antes del siglo XIX casi todos los edificios se construían sobre zapatas continuas. Los pilotes se utilizaban solamente cuando el aspecto del terreno indicaba que era incapaz de soportar las presiones que ejercían las zapatas. Como la madera era abundante y la mano de obra barata, se hincaban tantos pilotes como resultaba posible instalar en el terreno. El asentamiento no causaba inquietud alguna, pues el tipo de estructura más en boga podía experimentar un asentamiento diferencial muy grande sin sufrir daño alguno.

Durante el siglo XIX, el desarrollo industrial creó una demanda de estructuras pesadas y económicas, situadas en lugares en que había terreno blando, de modo que el costo de las fundaciones sobre pilotes se trasformó en un ítem de importancia y los ingenieros se vieron en la necesidad de especificar un número de pilotes que no fuese mayor del necesario para proporcionar soporte adecuado a los edificios. No podía cumplirse este

requisito sin tener por lo menos algún conocimiento de la carga máxima o de falla que un pilote podía soportar. Los esfuerzos hechos para obtener la información necesaria con un mínimo de gasto y de trabajo condujeron a especulaciones teóricas que dieron como resultado un enorme surtido de fórmulas de hinca. Pero poco a poco se fue notando que las fórmulas de hinca adolecen de defectos intrínsecos y se hizo más y más usual, en las obras de alguna importancia, determinar la carga admisible por pilote ejecutando ensayos de carga en pilotes de prueba.

El número de pilotes necesarios para soportar una estructura dada se determinaba por el procedimiento simple de dividir la carga total por la admisible por pilote. Muchas de las fundaciones proyectadas en esta forma resultaron satisfactorias, pero de vez en cuando alguna estructura sufrió asentamientos inesperados y excesivos. Estas circunstancias evidenciaron que el asentamiento de una fundación no estaba, necesariamente, relacionado con el asentamiento del pilote único de prueba, aun en el caso de que la carga por pilote fuese igual a la de prueba. Naturalmente, estos hechos llevaron a la conclusión de que el conocimiento de la capacidad de carga de un pilote único es solo una parte de la información necesaria para el proyecto de una buena fundación sobre pilotes. Para determinar si el asentamiento de una fundación sobre pilotes permanecerá dentro de límites tolerables, el proyectista debe considerar, además, las tensiones producidas en el suelo por toda la carga transmitida por la fundación, y calcular el asentamiento que originarán dichas tensiones. Este cálculo requiere un conocimiento de los principios fundamentales de la mecánica de los suelos. Si los resultados de esta investigación indican que el asentamiento puede exceder un valor aceptable, el proyecto debe cambiarse.

*Pasos a seguir en el proyecto de fundaciones sobre pilotes.* Para el proyecto preliminar de una fundación sobre pilotes se requiere, como primer elemento, un perfil del suelo que represente los resultados de perforaciones exploratorias. Los factores que determinan la profundidad a que deben llevarse estas perforaciones se tratan en el artículo 45. Comúnmente, el perfil del suelo provee toda la información necesaria para decidir si la fundación puede establecerse sobre pilotes de fricción, hincados enteramente en arena, sobre pilotes resistentes de punta, que atraviesan un estrato blando y se apoyan en uno firme, o sobre pilotes flotantes.

El próximo paso del proyecto preliminar consiste en elegir la longitud y el tipo de pilote a utilizar. Si los pilotes indicados son los resistentes de punta, suele ser posible estimar la longitud necesaria con bastante exactitud, examinando el perfil del suelo. Sin embargo, como los métodos para estimar la longitud de pilotes de fricción en arena están aún en estado rudimentario, para determinarla hay que hincar con frecuencia pilotes de prueba y, si se trata de pilotes de fricción en arcilla blanda, hacer un cálculo del coeficiente de seguridad de los grupos de pilotes con respecto a su falla total (véase página 535). La selección del tipo de pilote viene gobernada, al menos en parte, por consideraciones prácticas (Chellis, 1961).

Después de haber elegido en forma tentativa el tipo y la longitud de los pilotes, se calcula, o determina con ensayos de carga, la capacidad

máxima de carga de un pilote único. Este valor se divide por un coeficiente de seguridad apropiado y se obtiene la "carga admisible" por pilote. El número total de pilotes necesarios para soportar la estructura se determina dividiendo su peso total por la "carga admisible" por pilote.

Una vez determinado el número de pilotes, el próximo paso consiste en elegir su espaciamiento. En general, se considera que por razones prácticas la distancia  $D$ , entre ejes de pilotes con una cabeza de diámetro igual a  $d$ , no debe ser menor de  $2.5d$ . Si la distancia es menor de  $2.5d$ , el levantamiento del suelo suele ser excesivo, y la hincia de todo pilote nuevo puede llegar a desplazar, o a levantar, los pilotes adyacentes. Por otra parte, una distancia entre pilotes mayor de  $4d$  es antieconómica, pues aumenta el costo de los cabezales sin beneficiar materialmente a la fundación. El valor más adecuado de  $D$  debe elegirse entre esos límites, en función con las condiciones del subsuelo, como se explica a continuación.

Una vez decidida la distancia entre pilotes, éstos se disponen en filas paralelas, formando cuadrados, o en tresbolillo, y el área total requerida para la solera cabezal de los mismos se obtiene multiplicando el número de pilotes por  $D^2$  (disposición en cuadrado) o por  $\frac{1}{2} D^2 \sqrt{3}$  (disposición en tresbolillo). Si esta área es considerablemente menor de la mitad del área total cubierta por el edificio, los pilotes se disponen en grupos que sostienen cabezales comunes; si es considerablemente mayor puede ser más conveniente proyectar una platea soportada por un solo grupo de pilotes, en cuyo caso la distancia entre los mismos se aumenta de modo de obtener una distribución regular. Si la intensidad de la carga que actúa en las diferentes partes de la platea es muy distinta, la distancia entre pilotes se condiciona en cada parte a dicha intensidad. Finalmente, si resulta dudoso saber de entrada si la estructura debe fundarse con cabezales aislados o con platea, la decisión se toma después de haber efectuado una comparación de costos entre las dos alternativas.

Si la fundación va a ser soportada por pilotes de fricción en arcilla blanda o en limo plástico, debe hacerse un cálculo de la capacidad de carga de los grupos de pilotes, a fin de cerciorarse de que la carga admisible no es mayor de un medio, o preferiblemente de un tercio, de la máxima de falla. Las consecuencias de ignorar esta condición pueden llegar a ser catastróficas. En efecto, en varias ocasiones, estructuras, junto con sus pilotes y el suelo situado entre los mismos, se han hundido repentinamente en el terreno, a pesar de que la carga por pilote no llegaba a exceder la "carga admisible". El procedimiento para calcular la capacidad de carga de grupos de pilotes se describe más adelante.

Si la carga por pilote es menor que la que provoca la falla de un grupo de pilotes, la fundación no romperá por hundimiento repentino en el terreno, pero esto no excluye la posibilidad de un asentamiento excesivo, pues el asentamiento de toda una fundación sobre pilotes, a una carga dada por pilote, no tiene relación alguna con el asentamiento de un pilote único bajo la misma carga. El asentamiento de la fundación puede variar entre menos de un centímetro y varios decímetros, según cuáles sean las condiciones del

subsuelo, el número de pilotes y el área cubierta por la estructura. Asentamientos máximos menores de 5 centímetros no producen comúnmente efectos nocivos, pero si éstos alcanzan a valores del orden de 15 ó más centímetros, las consecuencias para la estructura pueden llegar a ser muy graves. Por ello, si una fundación descansa sobre pilotes de fricción hincados en arcilla blanda, o si los extremos inferiores de pilotes resistentes de punta están situados por encima de estratos blandos, la necesidad de un cálculo de asentamientos es imperativa. La omisión de dicho cálculo ha traído como consecuencia muchas fundaciones sobre pilotes no satisfactorias.

El paso final del proyecto de la fundación consiste en el cálculo de la zapata o de la platea que forma el *cabezal* de los pilotes. El cálculo de los momentos flectores y esfuerzos de corte se efectúa comúnmente suponiendo que cada pilote soporta la misma carga. Tanto el análisis teórico como los resultados de ensayos en el terreno (Swige, 1941) conducen a la conclusión de que esta hipótesis se halla normalmente muy lejos de la realidad. En efecto, si los estratos son razonablemente horizontales y las puntas de los pilotes no se apoyan en roca, la carga por pilote en un grupo que soporta un cabezal rígido aumenta del centro hacia los bordes. El error resultante de la hipótesis común arriba mencionada se halla, sin embargo, bien cubierto por el margen de seguridad que es usual en el proyecto de estructuras de hormigón armado.

En los apartados que siguen se tratan en detalle los pasos sucesivos que deben seguirse en el proyecto de fundaciones sobre pilotes.

### ***Carga de falla y "carga admisible" para un pilote único***

***Resistencia a fricción lateral y resistencia de punta.*** La expresión *carga de falla* o *capacidad de carga* de un pilote único indica la carga para la cual el asentamiento del pilote aumenta en forma continua sin mayor incremento de carga o bien para la cual el asentamiento comienza a aumentar a una velocidad completamente fuera de proporción respecto al citado incremento. Cualquiera sea la carga, una parte es resistida por fricción lateral y, la restante, de punta por el suelo situado inmediatamente debajo del extremo del pilote, como lo indica la figura 56.1a. Es decir, que la capacidad de carga  $Q_d$  puede descomponerse más o menos arbitrariamente en dos partes:  $Q_f$  debida a la fricción lateral y  $Q_p$  debida a la resistencia de punta. Por tanto:

$$Q_d = Q_f + Q_p \quad (56.1)$$

En la figura 56.1b, *ab* representa una sección horizontal por la punta del pilote y las áreas sombreadas indican las presiones sobre la misma. La resultante de dichas presiones es naturalmente igual a  $Q_d$ . Se han tratado de utilizar varios métodos teóricos sutiles para calcular la distribución de estas presiones, pero dichos cálculos no merecen fe, pues todos se basan en la hipótesis de que el suelo es perfectamente homogéneo y elástico. Solo se pueden obtener datos fehacientes con respecto a la distribución de presiones efectuando mediciones directas, mediciones que hasta el momento no se han realizado. Con todo, no hay duda de que la distribución depende

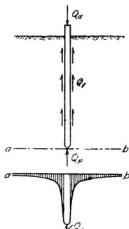


Fig. 56.1. (a) Pilote de fricción en arcilla blanda; (b) distribución de la presión sobre el plano horizontal que pasa por la punta.

no solo de las dimensiones del pilote sino también de la carga, de la naturaleza del suelo y de su estratificación. Es también probable que cambie en forma apreciable con el tiempo.

*Fricción lateral sobre un pilote único en arena.* Cuando se hincan pilotes en arena muy densa, el rechazo se alcanza muy pronto, a una profundidad reducida, mientras que en arena suelta pueden hincarse pilotes hasta gran profundidad sin hallar una resistencia grande.

En toda arena, tanto la fricción lateral por unidad de superficie de contacto como la resistencia de punta aumentan con la profundidad. La fricción lateral total que resiste la penetración de un pilote cilíndrico o prismático, hincado en un estrato homogéneo de arena, es considerablemente mayor de un medio de la capacidad de carga  $Q_d$  del pilote, pero la que resiste la extracción es mucho menor de un medio de  $Q_d$ . La diferencia entre estos dos valores de la fricción lateral proviene del hecho de que el descenso del pilote aumenta la presión que la arena ejerce contra sus paredes, mientras que su ascenso la disminuye. Después de haber hincado un pilote a rechazo, la fricción lateral media que se opone a su descenso bajo carga estática es del orden de  $0,25 \text{ kg/cm}^2$  para arena suelta (pilotes largos) y de  $1 \text{ kg/cm}^2$  para arena muy densa (pilotes cortos)\*.

\* Experiencias recientes llevadas a cabo en Francia por Kerisel, en Estados Unidos por Vésic y en Japón por el B.C.P. Committee, han demostrado que para cargas de corta duración tanto la resistencia unitaria a fricción como la de punta aumentan en forma más o menos parabólica con la profundidad hasta alcanzar un máximo para una profundidad de unas 10 veces el diámetro o ancho del pilote para arena suelta y 20 veces el diámetro o ancho para arena densa. Para mayor profundidad, tanto la fricción lateral como la resistencia de punta permanecen constantes. El valor que adquieren di-

La capacidad de carga a rotura de un pilote único de fricción en arena depende no solo de la densidad relativa de la arena sino también de la conicidad del pilote, de la rugosidad y configuración de su superficie y del volumen de arena desplazado. La densidad relativa en sí misma depende del número y distanciamiento de los pilotes adyacentes. Los intentos para predecir la capacidad de carga a rotura de tales pilotes sobre bases semiempíricas parecen promisorias, pero los procedimientos indicados para ello están aún en estado evolutivo (Nordlund, 1963).

A veces se ha observado que la capacidad de carga de pilotes en arena disminuye visiblemente durante los dos o tres primeros días después de hincados. Aunque este fenómeno es más bien excepcional, no debe olvidarse que hay posibilidad de que se produzca. Es probable, aunque no se sabe con seguridad, que la alta capacidad de carga inicial se deba a un estado temporario de tensiones, que se desarrolla durante la hinca, en la arena que rodea la punta del pilote. Este estado de tensiones trae como consecuencia un aumento temporario de la resistencia de punta.

---

chas resistencias máximas depende de la densidad relativa de la arena y de la forma como se instalan los pilotes, siendo, en este aspecto, mayor para pilotes hincados que para pilotes perforados y pilares de fundación. No hay información suficiente para conocer la importancia de las modificaciones que se pudieran originar para cargas de larga duración.

Vésic (1970) ha avanzado las siguientes expresiones para determinar el valor que adquiere la fricción lateral y la resistencia de punta en pilotes cilíndricos instalados totalmente en arena:

*Fricción lateral*

Pilotes hincados:  $f_s \text{ máx} = 0,08 (10)^{1,5D,2} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$

Pilotes perforados y

pilares de fundación:  $f_s \text{ máx} = 0,025 (10)^{1,5D,2} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$

Estos valores pueden también estimarse, en primera instancia, en función de la resistencia normal a penetración  $N$  con las relaciones aproximadas siguientes:

pilotes hincados:  $f_s \text{ máx} = 0,02 N \text{ (kg/cm}^2\text{)}$

pilotes perforados:

y pilares fundación:  $f_s \text{ máx} = 0,006 N \text{ (kg/cm}^2\text{)}$

*Resistencia de punta:*

pilotes hincados:  $q_r = 4 (10)^{1,5D,2} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$

pilotes perforados y

pilares de fundación:  $q_r = 1,5 (10)^{1,5D,2} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$

igualmente se indican las relaciones aproximadas:

pilotes hincados:  $q_r = 4N \text{ kg/cm}^2$

pilotes perforados y

pilares de fundación:  $q_r = 1,5N \text{ kg/cm}^2$

En opinión del traductor, a las expresiones aproximadas que relacionan la fricción

**Fricción lateral en pilotes en arcilla blanda.** La resistencia de punta de pilotes de fricción embebidos en arcilla blanda es despreciable comparada con la resistencia de fricción. La fricción lateral por unidad de área de contacto es más o menos independiente de la profundidad de penetración y del método utilizado para instalar el pilote, pues depende casi exclusivamente de las propiedades de la arcilla. La resistencia opuesta a la extracción del pilote es comúnmente, aunque no siempre, casi igual a la resistencia a penetración bajo carga. Todas estas relaciones son mucho más simples que en el caso de pilotes de fricción en arena, pero, por contraste, en arcilla, las relaciones entre fricción lateral y tiempo son mucho más complejas y todavía imprevisibles. La fricción lateral aumenta generalmente durante el primer mes después de hincado el pilote, pero el porcentaje de aumento varía mucho con la naturaleza del suelo.

La curva de la figura 56.2 representa el aumento de capacidad de carga experimentado con el tiempo por un pilote de fricción. El pilote fue hincado en arcilla blanda de color castaño, con vetas de limo. El límite líquido de la arcilla estaba comprendido entre 37 y 45 por ciento, el límite plástico entre 20 y 22 y la humedad natural era apenas menor que el límite líquido. Durante la hinca, el suelo se tornó casi líquido y la fricción lateral tenía un valor muy pequeño. Si bien los pilotes penetraban 30 centímetros por golpe, ascendían luego 25 centímetros tan pronto como se retiraba el martillo, y hubo de utilizarse un dispositivo especial para mantenerlos en su lugar después de la aplicación de cada golpe. Sin embargo, después de un mes, la fricción lateral había aumentado a más de tres veces su valor inicial.

lateral y la resistencia de punta con la resistencia a penetración  $N$ , deben fijárseles valores topes. Por ejemplo:

$$\begin{aligned} \text{pilotes hincados: } f_s \text{ máx} &\leq 1 \text{ kg/cm}^2 \\ q_p \text{ máx} &\leq 200 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{pilotes perforados y} \\ \text{pilares de fundación: } f_s \text{ máx} &\leq 0,5 \text{ kg/cm}^2 \\ q_p \text{ máx} &\leq 100 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

En realidad, en la práctica resulta muy difícil obtener sobre cierta longitud de pilote una fricción superior a  $f_s = 0,8 \text{ kg/cm}^2$ , que corresponde según las fórmulas de Vésic a una densidad relativa del 90 %, pues, para densidades mayores, la hinca de pilotes sin desplazar la arena con inyección es prácticamente imposible.

En opinión del traductor, para el cálculo práctico puede suponerse que la fricción lateral aumenta en forma lineal hasta una profundidad igual a 15 veces el diámetro o lado del pilote, cualquiera sea la densidad relativa de la arena, y luego permanece constante e igual al valor máximo dado por las fórmulas transcriptas que proporcionan  $f_s \text{ máx}$ .

Véase Vésic, A. S.: "Test on instrumented piles, Ogeechee River site", Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, marzo 1970; B.C.F. Committee: "Experimental studies of bearing capacity of piles in sand", Tokio, 1969. También: O. Moretto: Cimientos profundos - Síntesis escogida del estado actual del conocimiento sobre la interacción con el suelo - Revista Latinoamericana de Geotecnia, Vol. I, N° 2, Caracas, 1971. También revista La Ingeniería, Bs. As., 1972. (N. del T.)

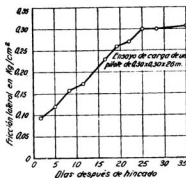


Fig. 56.2. Diagrama que muestra el aumento de capacidad de carga a rotura de un pilote de fricción con el tiempo.

Cuando se hincan pilotes en arcilla blanda, el suelo situado en el camino que recorre el pilote es desplazado y fuertemente deformado. Después de hincado el pilote, la arcilla alterada lo circunda como una cáscara de unos pocos centímetros de espesor (Cummings y otros, 1950), pero más allá de la misma la alteración de la estructura del suelo es muy moderada. Si el número de pilotes que se hincan es grande y está dentro de un área reducida, los efectos de la alteración pueden acumularse y extenderse mucho más allá de los límites de la construcción, circunstancia ésta que ha dado lugar en algunos casos especiales al asentamiento de estructuras vecinas (A. Casagrande, 1947; Lambe y Horn, 1965). Por otro lado, la cáscara de arcilla muy alterada que rodea a cada pilote usualmente se consolida en forma rápida, tornándose más resistente que la arcilla inalterada, de modo que suele adherirse al pilote si éste se arranca.

Cuando un pilote se hincan en arcilla extremadamente sensitiva o arcilla fluida, la cáscara de material alterado suele tener un espesor que no supera un valor del orden de los 5 cm y aun mucho menos. Se comporta durante la hincan como si fuese un líquido y asciende a lo largo del pilote hacia la superficie, donde se acumula (Legget, 1950). Fuera de esta delgada cáscara, el suelo permanece prácticamente inalterado. Dentro de la cáscara el material licuado recupera resistencia por consolidación y tixotropía, sin que, empero, la resistencia final llegue necesariamente a igualar la del suelo inalterado.

La hincan de pilotes en arcillas o limos saturados produce un aumento temporario de la presión de poros (Lambe y Horn, 1965). En los limos blandos la sobrepresión hidrostática puede licuar temporariamente el material hasta una distancia considerable. Ésta se desvanece, empero, en pocos días o semanas y el limo se torna nuevamente tan sólido y estable como lo estaba originariamente.

Los efectos que la hincan de pilotes ejerce sobre las arcillas y los limos blandos son obviamente complejos y no bien comprendidos. Deben siempre

tenerse en cuenta, aun cuando en muchos casos no son nocivos. Por ello, en lo que sigue, se supone que las propiedades físicas y mecánicas de los suelos no experimentan una alteración permanente significativa.

A pesar de las influencias que ejercen la alteración que origina la hincia y los diversos efectos función del tiempo que se inician después que un pilote ha sido hincado en arcilla blanda o en limo plástico blando, el valor de la resistencia final de fricción es comúnmente igual, aproximadamente, a la resistencia no drenada o a un medio de la resistencia a la compresión simple de la arcilla saturada (Peck, 1958). No obstante, en algunos casos inusuales se han obtenido valores considerablemente menores para la fricción (Peck, 1961). Hasta ahora estas situaciones irregulares se han producido únicamente en arcillas laminares, pero no se conocen aún las circunstancias que conducen a su desarrollo. Por ello, las decisiones finales relativas a la fricción lateral en pilotes instalados en arcillas blandas saturadas deben basarse en ensayos de carga.

En arcillas más resistentes, el valor final de la fricción lateral puede llegar a ser sustancialmente menor que la resistencia triaxial no drenada de la arcilla inalterada, y la discrepancia parece aumentar con el incremento de la resistencia de la arcilla (Tomlinson, 1957; Peck, 1958; Woodward y otros, 1961). La fricción depende también más del material que forma la superficie del fuste del pilote. La tabla 56.1 resume el conocimiento actual.

Se estima necesario hacer notar que esta tabla, como cualquier otra que se confeccione, cualquiera sea su detalle, solo sirve como guía para hacer cálculos preliminares. La única forma de obtener datos más exactos consiste en ejecutar ensayos de carga y ensayos de arranque en el terreno con pilotes de tamaño natural\*.

*Comportamiento de los pilotes resistentes de punta.* En contraste con los pilotes de fricción, se supone que los pilotes resistentes de punta transfieren la carga por la punta a un estrato firme, a pesar de que, como lo han demostrado ensayos de carga realizados tanto en el terreno como en el laboratorio (Vey, 1957; D'Appolonia y Romualdi, 1963; D'Appolonia y Hri-

\* Hay experiencias recientes que indican que la reducción relativa de la fricción con la resistencia de la arcilla no es un fenómeno universal. En pilotes de hormigón, hincados en depósitos de origen fluvial, la experiencia recogida en la zona que rodea a la ciudad de Buenos Aires muestra que la fricción que se desarrolla en rotura es sensiblemente igual a la resistencia al corte no drenado del material inalterado en que se hincó el pilote. Por ello, en lugares sin experiencia previa acotada, la ejecución de ensayos de carga y de arranque es de importancia fundamental. Véase Núñez, Vardé, Bolognesi y Moretto: "Algunas relaciones entre los métodos de cálculo de la carga permisible y el comportamiento real de pilotes de hormigón", III Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones, Caracas, 1967. Hay experiencias similares recientes que apuntan en el mismo sentido, por ejemplo, Sherman, W. C., "Instrumental pile tests in stiff clay", Proc. VII Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, México, 1969, y Stermac, Shelby y Devata, "Behaviour of various types of piles in a stiff clay", Proc. VII Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, México, 1969. Véase también Moretto, O. "Cimientos profundos - Síntesis escogida del estado actual del conocimiento sobre la interacción con el suelo". Revista Latinoamericana de Geotecnia, Vol. I, N° 2, Caracas, Venezuela, 1971. También revista La Ingeniería, Bs. As., 1972. (N. del T.)

Tabla 56.1

Valores de la resistencia a fricción en rotura para pilotes embebidos en suelos cohesivos \*

Material del pilote	Resistencia no drenada o a la compresión simple de la arcilla kg/cm <sup>2</sup>	Fricción lateral de rotura entre pilote y arcilla kg/cm <sup>2</sup>
Hormigón y madera	0-0,75	0-0,35
	0,75-1,50	0,35-0,50
	1,50-3,00	0,50-0,65
	más de 3,00	0,65
Acero	0-0,75	0-0,35
	0,75-1,50	0,35-0,50
	1,50-3,00	0,50-0,60
	más de 3,00	0,60

\* (Según Tomlinson, 1963).

ber, 1963), una parte considerable de la carga sea resistida por fricción lateral, por lo menos temporariamente. Mas, si los pilotes atraviesan un suelo muy compresible, como arcilla o limo blando, la presión trasferida al suelo por fricción lateral lo consolida gradualmente y, como consecuencia, el pilote tiene tendencia a asentarse. Solo el suelo en que está embebida la punta resiste dicha tendencia, de modo que, a medida que pasa el tiempo, la presión sobre la punta aumenta. Este proceso continúa hasta que la mayor parte de la carga que actúa sobre el pilote es resistida por la punta. Si la carga que tiene que soportar el pilote es mayor que la resistencia de

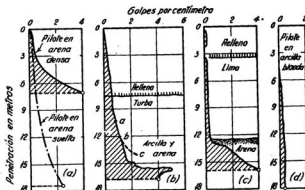


Fig. 56.3. Número de golpes por centímetro de penetración en función de la profundidad hincada, para pilotes de madera instalados en distintos tipos de subsuelos.

punta, el asentamiento puede llegar a ser muy grande. Los ensayos de carga sobre un pilote único no llegan, sin embargo, a revelar el peligro, ni aun en el caso en que se ejecuten varias semanas después de la hinca. Por ello, en un pilote resistente de punta, es más importante conocer la resistencia de punta que la capacidad de carga total.

*Relaciones entre la resistencia a la hinca y la profundidad.* Si el número de golpes requeridos por centímetro de penetración se representa en función de la profundidad penetrada, se obtienen diagramas de resistencia a la penetración o diagramas de hinca, como los indicados en la figura 56.3. La forma de la curva de penetración indica de manera casi inequívoca a cuál de las tres categorías principales pertenece el pilote. La figura 56.3a muestra curvas típicas para pilotes hincados en arena suelta y en arena densa. En ambos tipos de arena la resistencia a penetración aumenta con la profundidad. La figura 56.3d corresponde a un pilote hincado en arcilla blanda, pudiéndose notar que la resistencia a penetración se torna prácticamente constante. A su vez, el rápido incremento de resistencia indicado en la curva de la figura 56.3c puntualiza que la punta del pilote ha pasado de limo suelto a arena bastante densa. Dichos incrementos acentuados son típicos en pilotes resistentes de punta. Relacionando los diagramas de hinca con el perfil del suelo, el ingeniero puede comúnmente derivar una concepción fehaciente del material en que cada pilote ha sido hincado. En particular, puede determinar si la punta del pilote ha alcanzado un estrato de apoyo adecuado.

*Uso de las fórmulas de hinca para calcular la capacidad de carga.* Cuando un pilote resistente de punta encuentra un estrato firme, la resistencia a penetración aumenta en forma repentina (fig. 56.3c). En términos generales, cuanto mayor es este aumento, tanto mayor suele ser la resistencia de punta. Esta observación condujo a efectuar tentativas para establecer una relación entre la capacidad de carga de un pilote y su penetración por la acción de los últimos golpes aplicados por el martinete. Los resultados obtenidos se conocen con el nombre de fórmulas de hincas (artículo 34).

En todas las fórmulas de uso corriente, como la desarrollada por Janbu (ecuación 34.6) o la fórmula Engineering News (ecuación 34.9), la capacidad de carga a rotura calculada depende de la penetración  $S$  bajo el último golpe del martillo. De acuerdo con la figura 56.3d, el valor de  $S$  que aparece en las fórmulas es, para pilotes de fricción en arcilla, prácticamente independiente de la profundidad y, por tanto, la aplicación de cualquiera de las fórmulas conduce a la conclusión de que la carga de falla de dichos pilotes es también independiente de la profundidad. La experiencia, sin embargo, ha indicado que la capacidad de carga de pilotes de fricción en arcilla aumenta aproximadamente en proporción directa con la longitud de los pilotes, hecho que excluye en forma absoluta la aplicación de cualquier fórmula de hinca al cálculo de la carga de falla de pilotes de fricción en limo blando o en arcilla blanda.

La verdad es que, en ciudades como Shanghai y Nueva Orleans, en las que el predominio de espesos depósitos de suelo blando exige el uso de pilotes de fricción, ningún ingeniero experimentado llega siquiera a consi-

derar la posibilidad de utilizar una fórmula de hincas. En efecto, en obras pequeñas, la capacidad de carga se calcula en base a valores empíricos de la fricción lateral media por unidad de superficie, y la resistencia de punta se desprecia. En obras grandes se ejecutan ensayos de carga.

Pero, por las razones expuestas en el artículo 34, aun en el caso de pilotes resistentes de punta, y de otros tipos de pilotes en que la resistencia a la hincas aumenta con la profundidad, la comparación entre la capacidad de carga real y la calculada con la mejor de las fórmulas de hincas deja mucho que desear, mientras que la obtenida con la fórmula Engineering News es tan pobre y errática que no queda justificación alguna para seguir usándola. Por ello, en obras pequeñas, la capacidad de carga de falla de los pilotes puede estimarse utilizando la fórmula de Janbu con un coeficiente de seguridad de 3. Se corre así el riesgo de que este coeficiente solo alcance valores del orden de 1,75 o, a la inversa, existe la posibilidad de que resulte mayor de aproximadamente 4,4 y se hincen en este caso pilotes en exceso. En obras de importancia, es de buena ingeniería que la capacidad de carga de los pilotes se determine por ensayos de carga sobre pilotes de prueba de tamaño natural.\*

*Ensayos de carga de pilotes.* Se ha señalado que la capacidad de carga de todos los pilotes, excepto los que se hincan hasta la roca, no alcanza su valor permanente sino después de haber transcurrido cierto tiempo. Por ello, los resultados de ensayos de carga no son concluyentes, a menos que se realicen después del período de adaptación. Para pilotes en terreno permeable, este período alcanza a 2 ó 3 días y para pilotes hincados total o parcialmente en limo o en arcilla, a aproximadamente un mes.

Los ensayos de carga se efectúan comúnmente construyendo una plataforma encima del pilote, cargándola con arena o con lingotes, y midiendo los asentamientos con un nivel. Este procedimiento es engorroso, a causa del enorme peso que hay que mover y del tiempo que se requiere para este trabajo. Un método más expeditivo consiste en hincar tres pilotes alineados, separados 1,50 metros entre sí, instalar una potente viga de unión entre las cabezas de los dos pilotes extremos, y ensayar el pilote central cargándolo con el esfuerzo ejercido por un gato que reacciona contra la viga de unión. El esfuerzo de arranque sobre los pilotes extremos reduce ligeramente el asentamiento del pilote de ensayo, pero esta desventaja se halla más que compensada por la facilidad con que se puede repetir el ensayo con unos pocos días de intervalo. La curva indicada en la figura 56.2 se obtuvo con este procedimiento.

Otro método de carga muy usado consiste en actuar sobre el pilote con gatos que ejercen su esfuerzo reaccionando contra el centro de una plataforma cargada con pesos muertos y que se apoya en sus cuatro vértices sobre sendos pilotes. Estos pilotes deben distanciarse por lo menos 1,50 m del pilote de ensayo.

Para poder proyectar fundaciones sobre pilotes resistentes de punta, que atraviesan un estrato de arcilla y que descansan en arena, se necesita

\* Véase nota del traductor de pág. 228. (N. del T.)

conocer la capacidad de carga de aquella parte del pilote embebida en la arena. Por razones de brevedad, esta capacidad de carga se denominará resistencia de punta, aunque también incluya la fricción lateral de la zona del pilote en contacto con la arena. En estos casos, a menos que se sepa con certeza que la "carga admisible" que actúa sobre el pilote es considerablemente menor que la resistencia de punta, ésta debe determinarse por ensayos de carga en el terreno.

Para estos ensayos se pueden hincar dos pilotes de prueba distanciados entre sí en aproximadamente 1,50 metros. Uno de los pilotes se hincan hasta alcanzar rechazo en el estrato resistente, y el otro solo hasta que su punta se encuentre a 1 metro, más o menos, por encima de dicho estrato. Como la resistencia de punta de un pilote embebido en arena alcanza su valor definitivo bastante rápidamente, los ensayos pueden efectuarse tres días después de hincados los pilotes. El efecto del tiempo sobre la fricción lateral se puede eliminar cargando ambos pilotes simultáneamente y con la misma velocidad de carga. La resistencia de punta es igual a la diferencia entre la capacidad de carga de falla de los dos pilotes.

**Determinación de la "carga admisible".** La expresión "carga admisible",  $Q_a$ , indica aquella carga para la cual el coeficiente de seguridad, con respecto al hundimiento en el terreno de un pilote único, tiene un valor consistente con los requerimientos de seguridad usuales.

Cuando la "carga admisible" se calcula por medio de la fórmula de Janbu (ecuación 34.6) el coeficiente de seguridad a aplicar no debe ser menor de 3. Si, en cambio, se determina con ensayos de carga la resistencia de falla del pilote, el coeficiente de seguridad puede variar entre 1,5 y 2 (Chellis, 1961). A menos que las condiciones del subsuelo no sean muy uniformes, hasta el menor de los valores indicados es ampliamente adecuado, pues la incertidumbre más importante del ensayo de carga se produce en la asignación de un valor a la capacidad de carga de falla en función de una adecuada interpretación de la curva carga-asentamiento.

Las características generales de las curvas carga-asentamiento varían entre los dos extremos indicados en la figura 56.4. La curva de la figura 56.4a es típica de pilotes de fricción enterrados en suelos de granos gruesos, y de pilotes resistentes de punta que transfieren su carga a un estrato de

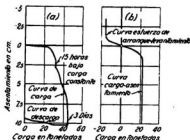


Fig. 56.4. Curvas típicas carga-asentamiento: (a) para pilotes resistentes de punta; (b) para pilotes resistentes por fricción.

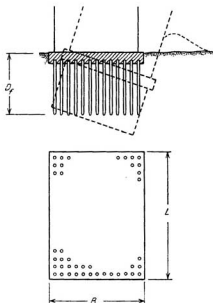


Fig. 56.5. Diagrama que muestra la forma como se produce la rotura originada por hundimiento de todo el grupo de pilotes, incluyendo el suelo encerrado por los mismos.

cuando la carga total de proyecto (número de pilotes multiplicado por "carga admisible" por pilote) no excede de  $Q_r/3$ . Si esta condición no se satisface, debe cambiarse el proyecto de la fundación.

#### ***Asentamiento de fundaciones sobre pilotes de fricción en arena***

La arena densa es un suelo excelente que no necesita ser reforzado con pilotes. Si por alguna razón especial, como ser la necesidad de trasferir el peso del pilar de un puente a un nivel inferior a la socavación máxima, hay que instalar pilotes en arena densa, éstos usualmente tienen que hincarse con inyección a los efectos de ayudar su penetración. Por tal razón, en lo que sigue, se consideran solamente los pilotes hincados en arena suelta y, además, se supone que la arena en la que se hincan los pilotes no es seguida en profundidad por ningún material más compresible que la arena misma.

Si todas las demás condiciones son idénticas, la fricción lateral contra los pilotes aumenta con la densidad relativa de la arena. Cuando se hince un pilote, la densidad de la arena que lo rodea aumenta (Plantema y Molet, 1957). Experimentos en gran escala han demostrado que la compactación causada por la hince de un pilote influye sobre la capacidad de carga de

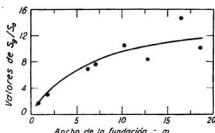


Fig. 56.6. Relación empírica aproximada entre el ancho  $B$  de un grupo de pilotes en arena y la relación  $S_g/S_s$ , en la que  $S_g$  representa el asentamiento de un grupo de pilotes con ancho  $B$ , y  $S_s$  el asentamiento de un pilote aislado de ensayo sometido a la misma carga que actúa sobre cada uno de los pilotes del grupo (según Skempton, 1953).

sobre pilotes flotantes, pues la presión transmitida por fricción lateral a dichas capas produce su consolidación.

### *Asentamiento de fundaciones sobre pilotes resistentes de punta*

**Introducción.** Las fundaciones sobre pilotes resistentes de punta pueden dividirse, según cuál sea la naturaleza del estrato resistente, en cinco categorías, que a continuación se consideran por separado:

1. Pilotes cuyas puntas descansan en roca sana.
2. Pilotes cuyas puntas se han hincado en roca descompuesta.
3. Pilotes cuyas puntas se hallan embebidas en arena densa, la que en profundidad es seguida de estratos igualmente incompresibles.
4. Pilotes cuyas puntas se hallan embebidas en arcilla compacta que es seguida en profundidad por estratos aún menos compresibles.
5. Pilotes cuyas puntas se hallan embebidas en arena densa o en arcilla compacta situada encima de un estrato de arcilla blanda.

*Pilotes cuyas puntas descansan en roca sana.* En condiciones ideales los pilotes hincados hasta la roca sana actúan como si fuesen columnas, y el asentamiento de la fundación no excede al acortamiento elástico de los mismos. Sin embargo, si no se protegen las puntas de los pilotes de madera de una manera adecuada, existe la posibilidad de que éstas se abran en flor durante la hinca, al entrar en contacto con la roca, y se pierdan todas las ventajas del apoyo rígido. Además, si las puntas de los pilotes llegan a dar con una superficie inclinada y lisa de la roca, existe la posibilidad de que se deslicen por la misma sin que aparezca ninguna indicación de su flexión progresiva, de modo que, cuando se le agrega el peso del edificio, la flexión puede seguir creciendo y la fundación llegar a fallar. En tales casos, no deben utilizarse pilotes de madera; y hasta los pilotes de hormigón armado pueden llegar a romperse.

*Pilotes cuyas puntas se hincan en roca descompuesta.* Las rocas descompuestas, en especial las de origen metamórfico, pueden ser tan compresibles como la arcilla medianamente compacta, y con todo, usualmente contienen fragmentos de roca bastante intacta, los cuales impiden que los pilotes atraviesen la zona compresible. En estos casos no se pueden hacer estimaciones fehacientes sobre el asentamiento probable si no se obtienen testigos inalterados del material descompuesto para someterlo a ensayos de consolidación y calcular con sus resultados el asentamiento a prever. Si el asentamiento puede concebiblemente exceder un valor tolerable, hay que buscar un método para atravesar la zona de roca descompuesta.

*Pilotes que atraviesan un estrato compresible y descansan en arena.* Al tratar en pág. 530 de la capacidad de carga de un pilote único de este tipo, se demuestra que el asentamiento depende en especial de la relación entre la resistencia de punta y la carga que actúa sobre el pilote. Esto mismo es aplicable al asentamiento de toda la fundación. Si la carga por pilote es igual o menor que la resistencia de punta, el asentamiento no tiene, en general, mayor importancia, pero si es mayor que dicha resistencia, puede llegar a adquirir un valor grande y perjudicial. En cualquier caso, sin embargo, el asentamiento medio de la fundación es muchas veces mayor que el asentamiento de un pilote único sometido a la "carga admisible". El ejemplo siguiente (Terzaghi 1938b) ilustra estas manifestaciones:

En Viena, Austria, se construyó una casa de departamentos sobre cabezales continuos de 1,00 metro de ancho soportados por pilotes moldeados en sitio que, atravesando 6 metros de relleno blando, terminaban dentro de grava

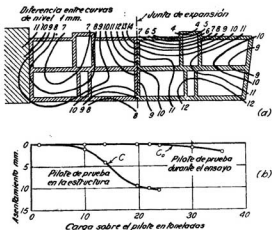


Fig. 56.7. (a) Curvas de asentamiento de un edificio de mampostería apoyado en zapatas continuas sobre pilotes cónicos, cuyas puntas descansan en un estrato de grava densa. Los asentamientos dibujados fueron medidos un año después de terminada la obra; (b) curvas carga-asentamiento para un pilote de prueba durante el ensayo de carga, y para el mismo pilote como parte integrante de la estructura.

bastante densa. Cada pilote soportaba una carga de 24 toneladas. La curva  $C_0$  de la figura 56.7b muestra el resultado de un ensayo de carga de un pilote único; la curva  $C$  el asentamiento del mismo pilote durante la construcción. Como puede verse, cuando la carga sobre el pilote debida al peso del edificio alcanza su valor final de 24 toneladas, el asentamiento resulta mucho mayor que el que experimentara el mismo pilote durante el ensayo de carga.

Por su parte, la figura 56.7a muestra curvas de igual asentamiento para toda la estructura 11 semanas después de haberse terminado. La falta completa de simetría que tienen estas curvas sugiere que la fuente de los asentamientos se hallaba en la parte superior del estrato firme y que, por tanto, los mismos reflejan, principalmente, las variaciones locales de compresibilidad de dicho estrato. Si las paredes hubiesen sido perfectamente flexibles, las curvas de igual asentamiento se extenderían sin interrupción a través de la junta de expansión situada en el centro del edificio. Las discontinuidades indican que las paredes actuaron como vigas semirrígidas y salvaron como tales los puntos más débiles del estrato resistente. Desde el punto de vista práctico, cabe decir que el asentamiento no tuvo importancia, pues el asentamiento diferencial máximo no llegó a exceder de 1 centímetro. El buen éxito de la fundación se debió a que la carga por pilote era menor que la resistencia de punta.

En el ejemplo que se acaba de describir, la resistencia de punta era grande porque solo se necesitó un pequeña cantidad de energía para atravesar los estratos superiores, pero si alguno de los estratos atravesados es muy firme, la mayor parte de la energía de hincia se consume en vencer la fricción lateral en los mismos y la resistencia a la penetración se hace excesiva, aun cuando la resistencia de punta sea todavía muy baja. Solo se puede obtener una información fehaciente con respecto a la resistencia de punta de tales pilotes, cuando se hacen ensayos de carga sobre dos pilotes de distinta longitud en la forma descrita en la página 534 o en obras muy grandes, con instalaciones sensibles a los asentamientos, instrumentando los pilotes de ensayo con extensómetros a varias profundidades para permitir una determinación de la carga que realmente llega a las puntas durante los ensayos. Tales ensayos, aunque costosos, se han llevado a cabo en varias obras importantes (Stevens et al., 1965).

Cuando la carga por pilote no excede de los dos tercios de la resistencia de punta, el asentamiento de la fundación no tiene importancia, cualquiera sea la distancia entre pilotes. Una distancia entre pilotes igual a  $3d$  satisface todas las exigencias prácticas pero, además, debe tenerse el cuidado de hincar primero los pilotes centrales de un grupo dado, si se quiere tener la seguridad de que todos los pilotes puedan penetrar bien dentro del estrato resistente.

En algunos lugares, la roca madre está cubierta con un estrato compuesto, constituido de bolsones irregulares de arena o de arena y grava que se alternan con bolsones de material más compresible, como ser arcilla o fragmentos de roca embebidos en arcilla, y esta base compuesta está cubierta con sedimentos blandos. Las perforaciones exploratorias comunes no siempre

revelan la naturaleza compuesta de estos estratos, la que se pone en evidencia sólo cuando se hincan los pilotes de prueba. En efecto, la figura 56.3b representa el diagrama de hinca de un pilote hincado a través de relleno y turba para penetrar dentro de un estrato de arena que contiene capas y bolsones de arcilla. La curva del diagrama consiste en partes inclinadas, como las *ab*, que son seguidas por otras verticales, transiciones abruptas éstas que pueden indicar que la punta del pilote pasa de un suelo firme a un limo o una arcilla blanda; pues, si el suelo situado debajo del nivel del punto *b* fuese similar al situado encima, la curva tendría que haber seguido la forma indicada por la línea punteada *bc*. Como el diagrama de hinca tiene varios escalones, resulta evidente que la punta del pilote ha pasado a través de varios estratos firmes que se alternan con otros blandos. Empero, debe tenerse en cuenta que el pasaje de la punta de un pilote de una capa de arena densa a otra de arena suelta puede causar transiciones abruptas similares. La figura 44.12 ilustra esta posibilidad. Cualquiera sea el caso, los pilotes de un grupo, hincados en un subsuelo con perfil errático, suelen alcanzar el rechazo a profundidades muy distintas. Por ejemplo, de dos pilotes adyacentes situados a una distancia de 75 cm, hincados en el subsuelo indicado por la figura 44.12, uno de ellos encontró rechazo a una profundidad de 18 metros, mientras que el otro llegó hasta 25,50 metros. Si el suelo situado entre las puntas de pilotes de muy distinta longitud está constituido solo por arena suelta, el comportamiento del grupo de pilotes bajo carga suele resultar perfectamente satisfactorio, pero si contiene bolsones de arcilla blanda o de limo, el asentamiento puede llegar a ser excesivo. Por ello, si dos pilotes adyacentes alcanzan el rechazo a profundidades muy distintas, debe efectuarse una perforación en sus cercanías para determinar la causa de la diferencia. Si la perforación indica que, por debajo del nivel de los pilotes más cortos, el subsuelo presenta bolsones de material muy compresible, hay que forzar su penetración para que todos los pilotes atraviesen la zona que contiene dichos bolsones, recurriendo para ello a la inyección o a una perforación previa si es necesario. Todos aquellos pilotes que alcanzan el rechazo a un nivel por encima de los bolsones blandos más profundos deben arrancarse o bien anularse como malos y ser remplazados por otros que alcancen la longitud requerida.

En zonas de inundación y a lo largo de las costas marítimas, la construcción de fundaciones sobre pilotes va a menudo precedida de la construcción de un terraplén que cubre la superficie que va a ocupar la estructura. Cuando el subsuelo está constituido por arena suelta u otros suelos muy permeables y relativamente incompresibles, el efecto que el terraplén ejerce sobre los pilotes puede despreciarse, pero, si el subsuelo contiene capas de limo blando o de arcilla, la presencia del terraplén aumenta en forma considerable la carga que actúa sobre los pilotes, y, como consecuencia, también produce un incremento de los asentamientos. Este fenómeno fue descubierto por primera vez en Holanda, donde muchos de los edificios situados en las planicies costeras descansan en pilotes resistentes de punta que, atravesando unos 18 metros de estratos muy blandos, alcanzan rechazo en un manto de arena. Toda vez que en el área cubierta por la obra se construía un relleno o terra-

plén de cierta altura, poco antes de hincar los pilotes, se observaba que la fundación sufría asentamientos excesivos. Una vez descubierto este hecho, la causa de los asentamientos se tornó evidente.

Antes de hincar los pilotes, los estratos compresibles se consolidan gradualmente bajo el peso del terraplén recientemente construido y éste se asienta libremente. Pero una vez instalados los pilotes, el terraplén situado dentro del grupo de pilotes no puede más asentarse libremente, pues su descenso es resistido por la fricción lateral entre el material del terraplén y los pilotes. En efecto, un descenso imperceptible del terraplén con respecto a los pilotes es suficiente para trasferir sobre los mismos el peso de todo el terraplén situado dentro del grupo. Si  $A$  representa el área de una sección horizontal limitada por el grupo de pilotes,  $n$  el número de pilotes,  $H$  la altura del terraplén y  $\gamma$  su peso unitario, la carga  $Q'$  que actúa sobre cada pilote, como consecuencia del peso del terraplén situado dentro del grupo, es igual a:

$$Q' = \frac{A}{n} \gamma H \quad (56.3)$$

En los espacios situados entre grupos de pilotes el peso del terraplén produce un asentamiento progresivo. Si los pilotes resisten por la punta no participan de este movimiento, de modo que el suelo que rodea el grupo desciende con respecto a los mismos y tiende a arrastrarlos. Este arrastre aumenta a medida que se incrementa la consolidación. Su valor mínimo depende del asentamiento que sufre el plano superior de la capa de arcilla. Para asentamientos muy pequeños es casi igual a cero y aumenta a medida que lo hace el asentamiento, pero no puede llegar a ser mayor que el producto del espesor  $H$  del estrato de arcilla por la circunferencia  $L$  del grupo y por la resistencia promedio al corte  $s$  de la arcilla. Si  $n$  es el número de pilotes en el grupo, el máximo valor del arrastre es igual a:

$$Q_{\max}'' = \frac{LHs}{n} \quad (56.4)$$

El valor real de  $Q''$  varía entre cero y  $Q''_{\max}$ , no siendo posible, en el estado actual de nuestro conocimiento, determinar su magnitud por otro medio que no sea una estimación con criterio.

Las fuerzas que originan las cargas  $Q'$  y  $Q''$  se conocen con el nombre de *fricción lateral negativa*. A medida que aumenta la distancia entre pilotes tanto  $Q'$  como  $Q''$  aumentan, de modo que para reducir el efecto de la fricción negativa conviene reducir dicha distancia a  $2.5d$ , que es el mínimo compatible con las exigencias prácticas.

Si  $Q$  es la carga por pilote que ejerce un edificio fundado sobre pilotes que atraviesan un terraplén reciente, seguido de arcilla blanda, para descansar en un estrato de arena, la parte inferior de cada pilote tendrá que soportar en definitiva una carga que, en total, es igual a:

$$Q_t = Q + Q' + Q'' \quad (56.5)$$

Si esta carga es superior a la resistencia de punta del pilote, el asentamiento de la fundación será excesivo, cualquiera sea la capacidad de carga que se haya obtenido ensayando los pilotes en el terreno. Por ello, si se va a establecer una fundación sobre pilotes resistentes de punta en un lugar recientemente cubierto con un terraplén, debe determinarse tanto la resistencia de punta como el valor  $Q_t$  dado por la fórmula 56.5.

Se han usado varios artificios para reducir los efectos de la fricción negativa. En Holanda, se ha hecho costumbre utilizar pilotes premoldeados con punta ensanchada (Platema y Nolet, 1957). En condiciones extremas, los pilotes se han hincado dentro de una camisa y el espacio entre ambos llenado de material viscoso antes de retirar la camisa (Golder y Villeumier, 1964).

*Pilotes que atraviesan un estrato compresible y descansan en arcilla compacta.* En estas condiciones, la mayor parte de la carga que actúa sobre los pilotes va a ser trasferida, en última instancia, a la punta de los mismos, hecho que produce una gran concentración de tensiones en la arcilla en correspondencia con la punta de cada pilote. Los resultados de un ensayo de carga sobre un pilote único pueden proporcionar la sensación de una seguridad que no existe, debido a que, primero, durante el ensayo la mayor parte de la carga es soportada por fricción lateral y, segundo, porque la consolidación de la arcilla cerca de la punta de los pilotes avanza muy lentamente. Con el tiempo, sin embargo, el asentamiento originado por esta consolidación puede llegar a ser muy grande. Para obtener datos fehacientes con respecto a esta posibilidad es aconsejable hincar un caño con una punta cónica suelta hasta que ésta penetre en la arcilla compacta, y luego llevar a cabo un ensayo de carga colocando una columna dentro del caño, de modo que la carga actúe directamente sobre la punta. El diámetro del caño debe ser aproximadamente igual al de la punta de los pilotes a instalar.

Con preferencia, la punta debe hacerse de un material permeable, como ser, piedra porosa artificial, y la carga debe permanecer sobre la punta por lo menos un mes. El asentamiento debe medirse una vez por día durante la primera semana, y dos veces por semana a partir de entonces. La forma de la curva tiempo-asentamiento obtenida dibujando los datos del ensayo permite derivar una estimación, aunque sea grosera, del asentamiento final que experimentará el pilote.

La distancia entre pilotes no debe ser menor de  $3d$ , a fin de reducir lo más posible la alteración del estrato resistente de arcilla por efecto de la hinca, siendo preferible una distancia de  $3,5d$ . La diferencia entre el asentamiento final del pilote único de ensayo y el de toda la fundación suele no tener importancia.

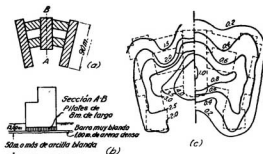
Si la superficie ocupada por la fundación ha sido cubierta por un terraplén o relleno reciente, la fundación debe proyectarse para una carga por pilote  $Q_t$  (fórmula 56.5) que tenga en cuenta la fricción lateral negativa.

*Pilotes cuyas puntas están enterradas en un estrato firme debajo del cual hay arcilla blanda.* Si el estrato resistente, como ser un espeso manto de arena densa, se halla situado encima de una capa de arcilla blanda, el

asentamiento de la fundación sobre pilotes es igual a la suma de dos partes independientes. La primera parte está constituida por el asentamiento que se produciría si el estrato de arena no fuese seguido de material compresible. Los factores que determinan esta parte del asentamiento se trataron por separado en los apartados anteriores. La segunda parte se debe a la consolidación de la capa compresible situada debajo del estrato en que están enterradas las puntas de los pilotes. Si la fundación está bien proyectada, el asentamiento originado por la primera parte es despreciable, mientras que el producido por la segunda puede llegar a ser muy grande y perjudicial. Esta posibilidad ha sido con frecuencia pasada por alto, aun en obras de hace pocos años.

En un caso se hincaron unos 5.000 pilotes de madera de 24 metros de largo que, después de atravesar un relleno y 15 a 20 metros de arena fina suelta, que contenía delgadas capas blandas de limo y de arcilla, se apoyaban firmemente dentro de un estrato de arena densa. Los pilotes se dispusieron en grupos y fueron coronados con cabezales. La carga por pilote era de unas 16 toneladas, es decir, menos de un cuarto de la capacidad de carga de falla determinada por ensayos de carga, de modo que no se preveía que se produjese ningún asentamiento medible. Sin embargo, la fundación sufrió en realidad un asentamiento superior a los 60 centímetros. La fuente del origen de los asentamientos era una capa de arcilla de 9 metros de espesor situada a 7,50 metros por debajo de los pilotes más largos y que tenía un contenido de humedad cercano al límite líquido.

El asentamiento de una fundación sobre pilotes, producido por la consolidación de una capa blanda situada debajo del estrato resistente, se puede calcular con los procedimientos indicados en los artículos 13 y 41 suponiendo que la estructura es perfectamente flexible y que las cargas actúan directamente sobre la superficie del estrato resistente. La carga total que produce



la consolidación es igual a la diferencia entre el peso total efectivo del edificio y el peso efectivo del suelo excavado (véase artículo 55). La figura 56.8 ilustra sobre la exactitud de este procedimiento. Las figuras 56.8a y b representan, respectivamente, una planta y una sección vertical simplificadas de un edificio con estructura de acero y fachadas recubiertas de piedra. La estructura descansa en 10.000 pilotes de madera de 8 metros de longitud, hincados de modo que sus puntas tomen apoyo en la parte superior de una capa de arena densa. La carga por pilote es de 15 toneladas, y como el promedio de los asentamientos de los pilotes de ensayo bajo una carga de 30 toneladas fue de 6 milímetros, los proyectistas no creyeron que el asentamiento máximo llegara a exceder este valor, pero, dos años después de construido el edificio, dicho asentamiento ya había excedido los 30 centímetros. La parte izquierda de la figura 56.8c indica en pulgadas las líneas de iguales asentamientos, medidos al terminarse la construcción, y la parte derecha muestra las líneas de iguales asentamientos calculados, expresados como una fracción del asentamiento máximo. A pesar de las hipótesis simplificativas realizadas, el asentamiento diferencial calculado concuerda bastante bien con el asentamiento real. Los resultados del análisis de asentamientos indican que el asentamiento máximo alcanzará a unos 55 centímetros, pero el real será considerablemente mayor a causa del efecto secundario (artículo 14).

Para obtener datos referentes a la magnitud del asentamiento resultante de la consolidación de estratos compresibles situados debajo de las puntas de los pilotes, las perforaciones exploratorias deben completarse con, por lo menos, varias perforaciones para extraer muestras continuas en tubos de pared delgada de todos los estratos altamente compresibles y, si se necesita hacer una predicción afinada de los asentamientos, debe también ejecutarse una perforación para extraer muestras inalteradas. El programa de ensayos para las muestras y el método a utilizar en el cálculo son idénticos al que fueron descriptos en el artículo 55 al tratar del asentamiento de fundaciones sobre plateas situadas por encima de estratos de arcilla blanda. Si el cálculo indica que el asentamiento puede llegar a exceder un valor tolerable, deben considerarse otros métodos para construir la fundación.

Cuando, por el contrario, el cálculo puntualiza que el asentamiento tendrá valores tolerables, la distancia entre pilotes puede determinarse utilizando las mismas reglas que se usan para fundaciones con pilotes resistentes de punta embebidos en arena.

*Repetición de la hinca de pilotes resistentes de punta.* Si al ser hincado un pilote atraviesa limo o arcilla, los pilotes vecinos hincados previamente pueden sufrir un levantamiento de varios centímetros con respecto a su posición original, y por lo tanto, sus puntos perder contacto con el suelo resistente, de modo que la subsecuente aplicación de carga sobre los mismos origina un asentamiento igual al levantamiento mencionado. Por ello, si las condiciones del subsuelo pueden conducir a un levantamiento de los pilotes ya hincados, deben establecerse puntos de referencia en las cabezas de los mismos, con el fin de observar por medio de un nivel si dicho levantamiento se produce, en cuyo caso debe renovarse la hinca antes

de construir los cabezales (Klohn, 1961). Si los pilotes son del tipo moldeado en sitio con camisa flexible perdida, deben colocarse indicadores que permitan detectar el ascenso de las puntas. Si el ascenso se produce, deben rehincarse las puntas antes de hormigonar.

### *Asentamientos de fundaciones sobre pilotes flotantes*

En algunos tipos de suelos blandos, los pilotes pueden hincarse hasta gran profundidad sin que se obtenga una apreciable resistencia a la penetración. En dichos casos, el diagrama de hinca se asemeja al indicado en la figura 56.3d. En estas condiciones se requiere una fundación sobre pilotes flotantes en la que la longitud mínima de éstos no viene determinada por una resistencia especificada con respecto a la penetración bajo el efecto de los golpes del martillo, sino que por la exigencia de que el coeficiente de seguridad de los grupos de pilotes, con relación a una rotura o falla por la base, sea por lo menos igual a 2 ó 3. La capacidad de carga  $Q_c$  de cada grupo se puede calcular por medio de la fórmula 56.2, y la mejor forma de determinar el valor de  $s$  que figura en la misma consiste en cargar hasta su falla varios pilotes de prueba de distinta longitud.

Antes de poder iniciar los cálculos debe tomarse una decisión sobre la separación con que se dispondrán los pilotes. Ahora bien, según la fórmula 56.2, la capacidad de carga de falla de un grupo de pilotes de fricción aumenta con la distancia entre éstos y, además, para una carga dada por pilote, el asentamiento de un grupo, que consta de un número determinado de pilotes, disminuye a medida que aumenta la distancia entre pilotes. Parecería, por tanto, que una distancia grande entre pilotes fuera ventajosa, pero, hasta el presente, los datos empíricos existentes con respecto al efecto que la distancia entre pilotes ejerce sobre el asentamiento son todavía muy escasos. En 1915, dos grupos de pilotes de fricción, hincados en arcilla limosa blanda, fueron cargados con 240 toneladas por grupo (Staniford, 1915). Cada grupo contenía 16 pilotes de 23,50 metros de longitud. En uno de ellos los pilotes estaban espaciados 75 centímetros entre sí, en el otro 1,05 metros. Después de 40 días ambos grupos se habían asentado 11,5 centímetros, pero transcurridos 270 días, el asentamiento de los pilotes con menor espaciamiento era de 28 centímetros y el del otro grupo de sólo 20 centímetros. Como la ventaja de una distancia mayor entre pilotes debe pagarse construyendo un cabezal mucho más grande, es dudoso que un espaciamiento superior a 3,5d resulte económico.

Si para una distancia entre pilotes y una carga por pilote dadas se aumenta el número de pilotes, se aumentan también la intensidad de la máxima tensión en el suelo y la profundidad de la zona sometida a altas tensiones, hechos fáciles de comprobar si se comparan las mitades derechas de los diagramas dibujados en la figura 56.9a y b. Por ello, el asentamiento de una fundación sobre pilotes que cubre un área grande es mayor que el de una fundación menor que tiene pilotes de la misma longitud, hincados con el mismo espaciamiento, y que soportan la misma carga. Por idéntica razón, el asentamiento de una fundación, que cubre un área dada y soporta

una carga total también dada, disminuye a medida que aumenta la longitud de los pilotes, a pesar de que se necesita un menor número de pilotes para absorber la carga. Estas conclusiones han sido confirmadas por la experiencia en todas las ciudades donde las condiciones del subsuelo exigen construir sobre fundaciones con pilotes flotantes (Clarke y Watson, 1936).

En las mitades izquierdas de la figura 56.9a y b se indican la intensidad y la distribución de las presiones en el suelo, en la hipótesis de que no existiesen pilotes. Ahora bien, el asentamiento final de las fundaciones sobre pilotes, como las indicadas en las mitades derechas de dichas figuras, puede calcularse en forma aproximada haciendo la siguiente hipótesis simplificada: los dos tercios superiores del espesor de suelo en que están embebidos los pilotes no experimentan cambio alguno en su contenido de humedad. Por debajo de esta cota la consolidación se produce como si el edificio estuviese apoyado a dicho nivel sobre una platea flexible y los pilotes no existiesen.

Según esta hipótesis, la ventaja que se deriva de la hincas de pilotes equivale al remplazo del subsuelo por un material prácticamente incompresible, que se extiende desde el cabezal de los pilotes hasta una profundidad igual a los dos tercios de la longitud de los mismos. Si esta profundidad es varias veces mayor que el ancho de las zapatas o cabezales y éstos están muy separados entre sí, el asentamiento de la fundación sobre pilotes será pequeño, por malo que sea el suelo. Pero si, por el contrario, dicha profundidad es mucho menor que el ancho del área cargada y esta área es grande, el asentamiento final puede resultar excesivo aun bajo una carga muy moderada. Estas conclusiones han sido confirmadas repetidamente por la experiencia. Asimismo, tanto la experiencia como la teoría han mostrado que las fundaciones sobre plateas, apoyadas en pilotes de fricción

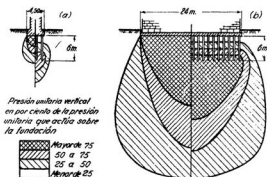


Fig. 56.9. Diagramas que muestran el aumento de presión vertical producido en el suelo situado debajo de pilotes de fricción, en dos fundaciones que tienen pilotes de la misma longitud y que soportan la misma carga. En (a) el ancho de la fundación es pequeño, comparado con la longitud del pilote; en (b) el ancho de la fundación es grande, comparado con la longitud del pilote.

cargados y distribuidos en forma uniforme, siempre tienden a asumir, al igual que las fundaciones sobre plateas simples, la forma de un cuenco poco profundo.

Si la estructura tiene sótano, la carga que produce la consolidación es igual a la diferencia entre el peso efectivo del edificio y el peso efectivo del suelo excavado para el sótano (véase artículo 55).

### ***Fórmulas de eficiencia***

En lo que antecede se ha demostrado que el asentamiento de una fundación sobre pilotes no guarda ninguna relación con el asentamiento de un pilote único, bajo una carga igual a la que soportan los pilotes de la fundación. La comprensión cada vez más generalizada de este fenómeno ha dado origen a varias tentativas para expresar, por medio de las llamadas *fórmulas de eficiencia*, la influencia que el número y la distancia entre pilotes ejercen sobre el asentamiento de la fundación (Seiber y Keeney, 1944; Master, 1943; Feld, 1943). Mas la extraordinaria variedad de suelos que se presentan en la práctica excluye la posibilidad de establecer un número limitado de fórmulas de eficiencia suficientemente exactas y de validez general, pues el efecto que el número y la distancia entre pilotes ejercen sobre la relación entre el asentamiento de un pilote único, bajo una carga dada, y el que le corresponde a un grupo, bajo la misma carga por pilote, depende en gran parte del orden de sucesión y de las propiedades de los estratos del subsuelo. Además, para una longitud y distancia entre pilotes dadas, la relación mencionada cambia considerablemente con la carga por pilote. Ninguna de las fórmulas de eficiencia existentes considera en forma adecuada estos factores vitales, de modo que, teniendo en cuenta el gran número y la diversidad de los mismos, se estima dudoso, para decir poco, que dichas fórmulas representen en realidad un paso correcto hacia la solución de este problema.

Cuando se valora el estado actual de nuestro conocimiento, que por otro lado no podrá sufrir variaciones radicales por muchos años, se llega a la conclusión de que, en lugar de utilizar las fórmulas de eficiencia, parece preferible considerar cada caso en forma individual, y determinar el asentamiento probable de la fundación sobre pilotes propuesta en función de las propiedades físicas de los suelos a los cuales los pilotes transmiten su carga, siguiendo para ello los ejemplos que se dieron con anterioridad en este artículo. Si el asentamiento probable llega a exceder el máximo tolerable, el proyecto debe modificarse. El máximo asentamiento tolerable de las fundaciones sobre pilotes viene determinado por los mismos factores que gobiernan el asentamiento admisible en fundaciones sobre zapatas y plateas (artículos 54 y 55).

Si la distribución de las cargas sobre la superficie que va a ocupar una estructura es muy desigual, las tensiones secundarias producidas en la misma por los asentamientos desiguales pueden disminuirse mucho dividiendo el edificio en bloques separados entre sí por juntas verticales continuas.

### ***Elección del tipo de pilote***

Cuando se va a proyectar una fundación sobre pilotes, el proyectista puede, en general, de entre varios tipos diferentes de pilotes, elegir al arbitrio uno cualquiera de los que resultan adecuados para soportar la fundación propuesta. La elección definitiva depende de cuestiones económicas y de las condiciones impuestas por las características de la obra.

**Tabla 56.2**

***Cargas admisibles usuales por pilote***

Tipo de pilote	Carga admisible (toneladas)
Madera .....	15-30
Compuesto .....	20-30
Hormigón moldeado en sitio .....	30-50*
Premoldeado de hormigón armado .....	30-50*
Moldeado en sitio vaciando hormigón en un caño perdido .....	40-60
Acero, doble T, ala ancha .....	30-60

\* La práctica argentina con estos tipos de pilotes conduce a asignarles, en principio, una carga admisible igual a la obtenida multiplicando su sección transversal bruta por una tensión unitaria de 60 a 70 kg/cm<sup>2</sup>, lo que implica adoptar entre 75 y 85 t para un pilote premoldeado cuadrado de 35 x 35 cm de lado, por ejemplo. Esta carga se disminuye cuando así lo exige el perfil del suelo y se aumenta hasta una tensión específica máxima de 100 kg/cm<sup>2</sup> en situaciones excepcionales que requieran tratamiento especial, en cuyo caso se extreman los controles de obra a fin de obtener realmente un coeficiente de seguridad adecuado. (N. del T.)

Hasta fines del siglo pasado se utilizaban casi exclusivamente pilotes de madera no tratada. Este pilote es relativamente barato, pero tiene dos desventajas principales. La primera consiste en que un pilote de madera debe cortarse por debajo del nivel mínimo de la napa y, si la napa desciende a *posteriori* a una cota inferior como consecuencia de un cambio permanente del régimen de aguas subterráneas, la parte superior de los pilotes se desintegra a corto plazo. La segunda estriba en que, si un pilote de madera se hinca con demasiada fuerza, puede llegar a romperse sin que el capataz alcance a notar nada anormal. El riesgo de deterioro puede reducirse impregnando los pilotes con sustancias preservadoras de la madera, pero el de rotura solo puede reducirse interrumpiendo la hinca cuando la capacidad de carga del pilote es todavía relativamente baja. Como los pilotes de hormigón o de acero pueden hincarse en forma más enérgica que los de madera sin correr el riesgo de dañarlos, la carga admisible para dichos pilotes es mucho mayor que para éstos. Los valores de carga comúnmente asignados en la práctica a los pilotes de varios tipos, y que se hallan ejem-

plicados por los datos que indica la tabla 56.2, representan un reconocimiento de la importancia del hecho mencionado. No obstante, es frecuente que las cargas de cálculo difieran mucho respecto de las dadas en la tabla.

Aunque las *cargas admisibles* de los pilotes de distinto tipo son diferentes, el espaciamiento a que los mismos se disponen es prácticamente igual para todos los tipos. Por ello, los cabezales que se requieren para transferir una carga dada a pilotes de madera son mucho mayores y más caras que los cabezales de la misma capacidad de carga soportados por pilotes de hormigón o de acero. Además, el nivel inferior de dichos cabezales sobre pilotes de hormigón o de acero puede establecerse a cualquier cota que resulte conveniente, mientras que con pilotes de madera debe estar por debajo del nivel mínimo de la napa freática. En muchos casos estas ventajas compensan el mayor costo de los pilotes de hormigón o de acero respecto de los de madera.

Antes de iniciarse el siglo XX, todos los pilotes de hormigón eran del tipo premoldeado, pero durante la primera década siguiente los pilotes moldeados en sitio adquirieron gran desarrollo, y la construcción de pilotes de hormigón se transformó en una industria altamente especializada. En tiempos más recientes, los pilotes de hormigón pretensado y los perfiles y caños de acero, utilizados como pilotes, han hecho también su entrada en este campo de aplicación.

Los tipos de pilotes que tiene a elección el proyectista difieren en su método de instalación, en su forma, en la textura de su superficie y en varios otros aspectos. Casi sin excepción, cada tipo de pilote tiene características que lo hacen excepcionalmente adecuado bajo ciertas condiciones del subsuelo y menos adecuado o inaplicable en otros. Por ejemplo, si se espera que los pilotes soporten su carga por fricción lateral, los tipos cónicos son preferibles a los prismáticos, y los pilotes con bulbo no son aplicables. Si, por el contrario, se espera que los pilotes deriven su carga por resistencia de punta, los pilotes cónicos no ofrecen ventaja alguna y los con bulbo pueden resultar los mejores, a menos que otros tipos resulten más económicos. Con frecuencia, para condiciones dadas, es la economía la que decide entre las soluciones técnicamente aceptables. Para satisfacer las exigencias de la gran variedad de condiciones del subsuelo encontradas en la práctica, todas las grandes compañías especializadas ofrecen a sus clientes tipos muy distintos de pilotes.

La elección del tipo de pilote puede también ser influida por exigencias especiales impuestas al proyectista por las características de la obra. Por ejemplo, los pilotes premoldeados exigen martinetes pesados, con guías suficientemente altas como para poder manipular los pilotes más largos de la obra y, además, requieren un espacio libre grande que sirva de playa de hormigonado, de modo que si no se satisfacen esas condiciones, los pilotes premoldeados no pueden usarse.\* Si por alguna razón no se pueden

\* Se han desarrollado varios tipos de uniones o empalmes que permiten construir pilotes premoldeados por tramos evitando el requerimiento de guías altas cuando su uso no resulta económico o técnicamente conveniente. El empalme más simple consiste en dos chapas de acero enfrentadas que se sueldan en su perímetro. Para obtener una buena

tolerar las vibraciones que se producen durante la hinca, debe adoptarse un pilote que pueda ser hincado con gatos a presión estática, o bien instalarlo dentro de un agujero practicado *a priori*.

El ingeniero debe, por tanto, considerar estos y otros factores similares toda vez que tiene que proyectar una fundación sobre pilotes. La elección adecuada del tipo de pilote requiere criterio, experiencia en la hinca de pilotes y un conocimiento profundo de los principios tratados en este artículo.

### ***Resumen de los principios para el proyecto y construcción de fundaciones sobre pilotes***

El proyecto de una fundación sobre pilotes requiere como primera medida la elección del tipo, la longitud y el espaciamiento de los pilotes y de la "carga admisible" por pilote.

La selección del tipo de pilote se halla gobernada principalmente por consideraciones de carácter económico y práctico. La elección entre pilotes resistentes de punta de distintos tipos debe basarse en su resistencia por la punta y no en su capacidad de carga de falla total.

La longitud de los pilotes resistentes de punta viene determinada por la situación del estrato resistente. Los pilotes de fricción en cualquier tipo de suelo deben ser tan largos como resulte posible desde el punto de vista económico. Aumentando la longitud de los pilotes de fricción se disminuye el número necesario para resistir una carga dada, se aumenta la capacidad de carga de falla de toda la fundación y se reduce su asentamiento.

La distancia  $D$  entre centros de pilotes con una cabeza de diámetro  $d$  debe obedecer aproximadamente a las siguientes reglas: en pilotes resistentes de punta hincados hasta la roca, o a través de estratos de arcilla blanda hasta la arena, poco después de haber cubierto la superficie del terreno natural con un relleno:  $D = 2,5d$ . En pilotes resistentes de punta, hincados a través de estratos menos compresibles hasta alcanzar arena densa, o en pilotes de fricción en arena suelta:  $D = 3d$ . En pilotes resistentes de punta, hincados hasta alcanzar arcilla compacta, o en pilotes de fricción en arcilla blanda,  $D = 3d$  a  $3,5d$ .

La "carga admisible" puede determinarse por medio de las fórmulas de capacidad de carga, o con un ensayo de carga. El método del ensayo de carga es más exacto. No obstante, una fundación sobre pilotes no es necesariamente satisfactoria por el simple hecho de que la carga por pilote sea menor que la "carga admisible", pues aun así puede llegar a sufrir asentamientos excesivos o, si se trata de una fundación sobre pilotes flotantes, experimentar falla total. Para evitar estos riesgos debe tenerse en cuenta el comportamiento de los pilotes como un grupo.

---

unión y un adecuado alineamiento, las chapas se anclan eficientemente al hormigón de cada tramo y el vaciado de los pilotes se realiza alineando los tramos en posición con las chapas enfrentadas. En obra, hincado el primer tramo, se presenta con la máquina el segundo, se sueldan las chapas, se protegen con una pintura para evitar su oxidación y se hincan el segundo tramo. Raramente se requieren más de dos tramos. (N. del T.)

El uso de las fórmulas de eficiencia para determinar el comportamiento de grupos de pilotes suele con frecuencia conducir a conclusiones erróneas. Todas las fórmulas existentes dicen tener un amplio campo de validez, pero la variedad de condiciones del subsuelo que se presentan en la naturaleza excluyen la posibilidad de que cualquiera de ellas pueda tener más que un límite muy estrecho de aplicación. Por esta razón, las fórmulas de eficiencia no deben utilizarse. En el curso de este artículo se dieron instrucciones generales para juzgar el comportamiento de los grupos de pilotes en función de los perfiles del subsuelo.

A menos que la carga por pilote sea considerablemente menor que la resistencia de punta, los pilotes resistentes de punta, hincados a través de estratos compresibles hasta llegar a la arena, pueden sufrir asentamientos excesivos. Si una gran parte de la energía utilizada para la hincada es consumida por la fricción lateral en los estratos superiores, la resistencia de punta puede ser menor que la "carga admisible", de modo que, en caso de duda, debe determinarse dicha resistencia. Si los pilotes de un grupo resistente de punta encuentran rechazo a profundidades muy distintas, hay que ejecutar una perforación cerca del grupo para determinar la causa de esa anomalía, y si la perforación indica que el suelo situado entre las cotas alcanzadas por los pilotes más cortos y los más largos contiene bolsones o capas de arcilla blanda o limo, deben considerarse solo satisfactorios aquellos pilotes que se extienden por debajo del nivel de los bolsones más profundos. Los otros deben descartarse y ser remplazados por otros pilotes, a hincarse hasta la profundidad necesaria con la ayuda de inyección o cualquier otro método.

Los grupos de pilotes resistentes de punta, que atraviesan estratos de arcilla que soportan un terraplén reciente, estarán solicitados, no solo por el peso de la estructura, sino también por el peso de la parte de terraplén nuevo situado dentro de cada grupo, y por la fricción negativa a lo largo de las superficies verticales que sirven de límite a cada grupo.

Si las puntas de grupos grandes de pilotes se han hincado hasta un estrato de arena situado por encima de capas de arcilla blanda, o si tales grupos se hallan completamente enterrados en dichos suelos blandos, resulta inevitable que se originen apreciables asentamientos progresivos, los que deben calcularse antes de iniciar la construcción.

Los grupos grandes de pilotes de fricción, hincados en arcilla blanda, pueden no tener una seguridad adecuada respecto de una falla o rotura por la base del grupo como unidad. Por ello, debe siempre calcularse el coeficiente de seguridad relativo a tal tipo de falla.

Si los pilotes se hincan en arena sin la ayuda de inyección, la hincada debe ejecutarse desde el centro del grupo hacia los bordes. Los pilotes de fricción en limo blando o en arcilla blanda deben hincarse hasta la misma profundidad, cualquiera sea el número de golpes que exijan los últimos centímetros. Los pilotes de cualquier otra categoría, deben hincarse hasta que el número de golpes por centímetro se haga igual a los que se requirieron para hincar el último centímetro de los pilotes de prueba que sirvieron de base para valorar la carga admisible. Si los pilotes resistentes de punta

deben atravesar estratos firmes seguidos en profundidad por, o que se alternan con, otros blandos compresibles, puede resultar necesario recurrir a la inyección o a perforar por otros medios dichos estratos firmes.

#### Lecturas seleccionadas

"*Pile foundations*" de R. D. Chellis (1961), Nueva York, McGraw-Hill, constituye un tratado completo sobre el tema. A su vez, en los capítulos sobre fundaciones sobre pilotes del libro de M. S. Tomlinson "*Foundation design and construction*", 1963, Nueva York, John Wiley and Sons, se encuentra mucha información útil para el proyectista con atención particular a la práctica inglesa.

En el libro "*Foundation design and practice*" de S. A. Thornley, 1951, Nueva York, Columbia University Press, se tratan extensamente aspectos económicos y prácticos, incluidos criterios de elección del tipo de pilote.

En el Informe General sobre fundaciones profundas presentado por A. Kezdi a la VI Conferencia Internacional de Mecánica de Suelos y Fundaciones, Montreal, 1965, se expone un resumen del estado actual de la práctica y la investigación. Está publicado en el tercer volumen de los respectivos anales, páginas 256-264.

El artículo de S. D. Parsons sobre "Piling difficulties in the New York Area" es una adición ejemplar a la magra documentación sobre el comportamiento de pilotes y fundaciones sobre pilotes bajo condiciones adecuadamente descriptas, *ASCE Journal of Soil Mechanics*, 92, N° SM1 (1966).

## ART. 57 PILARES DE FUNDACIÓN

### *Función de los pilares de fundación*

Los pilares de fundación son columnas prismáticas o cilíndricas que tienen esencialmente la misma función que desempeñan los pilotes o conjuntos de pilotes.

Cuando los pilares de fundación forman parte de la infraestructura de un puente, su función puede ser única y exclusivamente la de transferir las cargas a una profundidad que esté a cubierto de socavación por parte del río. En algunas regiones semiáridas, los pilares de fundación se utilizan para transferir las cargas a un nivel que esté por debajo de la zona de desecación periódica de las arcillas muy plásticas (véase artículo 21). Pero, en todos los otros casos, los pilares de fundación, como los pilotes resistentes de punta, tienen por función transferir las cargas a un estrato firme que está situado debajo de otros blandos.

La diferencia principal entre pilares de fundación y pilotes deriva del método que se utiliza para instalarlos en el terreno. Los méritos relativos de los pilares de fundación respecto de los pilotes dependen no solo de razones económicas sino también de factores técnicos varios, como el efecto que el método constructivo ejerce sobre la carga que puede asignársele a la fundación y la influencia que las condiciones del subsuelo tienen en la facilidad o dificultad de construcción y en la integridad de la fundación terminada, factores éstos que se influyen mutuamente. Los ejemplos que siguen ilustran al respecto.

Si un pilote se hince a través de terreno blando hasta un estrato de arena densa, la punta del pilote desplaza la arena y la compacta, de modo

que la resistencia de punta de dicho pilote suele ser varias veces mayor que la de un pilar de fundación de igual diámetro, pues el método de instalación del pilar no solo no compacta la arena, sino que presenta condiciones favorables para su expansión. Pero si, por el contrario, la capa de arena densa está situada debajo de una sucesión de capas delgadas de arcilla blanda y de capas espesas de arena, es probable que la mayor parte de la energía disponible para la hincada sea consumida por la fricción lateral y, por tanto, que ésta deba interrumpirse cuando la resistencia de punta es todavía muy pequeña. En tales condiciones es probable que los pilares sean más seguros y más económicos que los pilotes resistentes de punta.

Si lo que se requiere es transferir el peso de una estructura a la roca madre, que está cubierta de una espesa capa de roca descompuesta que, a su vez, está enterrada debajo de sedimentos blandos, los pilares de fundación pueden ser preferibles por las razones siguientes: a pesar de que algunas rocas descompuestas son tan compresibles como la arcilla mediana o blanda, contienen con frecuencia grandes fragmentos de material menos descompuesto que impiden que la punta de los pilotes llegue a la roca sana, de modo que los pilares se imponen por el hecho de que en este caso no hay dificultad en retirar dichos fragmentos durante la excavación.

Si debajo de una estructura hay arcilla media que descansa a una profundidad razonable sobre un espeso depósito de arcilla resistente, puede convenir una cimentación que transfiera la carga total de cada columna a un pilar de fundación único con base ensanchada que descansa justo debajo del borde superior de la arcilla resistente. El pilar se construye excavando a máquina o a mano un pozo cilíndrico que se llena de hormigón, sistema de cimentación que en algunos lugares se conoce como de "pozos romanos" o simplemente por "pozos". Tal tipo de fundación puede resultar mucho más económica que el uso de pilotes de fricción en arcilla resistente. Por otro lado, si el depósito de arcilla contiene capas de arena y limo acuíferos, puede no resultar posible ensanchar las bases de los pozos sin que se produzcan derrumbes o sin dar lugar a una invasión de material suelto y húmedo que impida obtener un soporte firme, haciendo impracticable un hormigonado seguro.

### ***Tipos de pilares de fundación***

En razón de que los pilotes y los pilares de fundación sirven al mismo propósito, no se puede hacer una distinción neta entre ambos. Por ejemplo, los pilotes hormigonados in situ, después de practicar un agujero en el terreno, pueden muy bien denominarse pilares de fundación de pequeño diámetro, pues se construyen siguiendo procedimientos similares a los usados para instalar grandes pilares. Hay pilares de fundación que se construyen hincando primero un pesado caño de acero, provisto de una zapata cortante, hasta alcanzar la roca o bien hasta entrar en la misma todo lo posible. En este aspecto de la hincada, estos pilares de fundación en realidad son pilotes. Después de alcanzado el rechazo, se extrae el suelo encerrado dentro del caño y se perfora con un barreno giratorio o a percusión un

agujero a través de la capa superior de roca descompuesta hasta alcanzar la roca sana, para llenar finalmente el agujero y el caño con hormigón, operaciones que son características de los pilares de fundación.

La gran variedad de tipos de fundación intermedios entre pilotes típicos y pilares de fundación típicos involucra una diversidad similar en cuanto a métodos de instalación. Si el diámetro del pilar de fundación es suficientemente pequeño para justificar el uso de métodos de perforación comunes, el mismo puede ser instalado en casi cualquier tipo de suelo. En cambio, si el pilar de fundación es de gran diámetro, el método de construcción depende principalmente de las condiciones del subsuelo, pues si se intenta construir el pilar de fundación por un método que no es adecuado a dichas condiciones, el contratista se verá obligado a cambiar de método durante la construcción. Como siempre un cambio de esta naturaleza trae aparejada una pérdida considerable de tiempo y dinero, la elección del método constructivo de un pilar de fundación de gran diámetro debe estar a cargo de un ingeniero experimentado en la materia. En lo que sigue, se describen los métodos más comunes de construcción para este tipo de fundación.

### ***Métodos para construir pilares de fundación de gran diámetro***

Los métodos para construir pilares de fundación se pueden dividir, en general, en dos clases: descenso de cajones o cilindros premoldeados y excavación de pozos abiertos vaciados en sitio. Raramente se usan cajones o cilindros para pilares con diámetros menores de unos 5 metros, mientras que las dimensiones de los pozos abiertos pueden variar desde 30 cm hasta el tamaño de las mayores unidades de fundación. Estrictamente hablando, un cajón o cilindro es un elemento hueco que se hace descender excavando desde su interior hasta alcanzar el nivel de fundación. Se prolonga hacia arriba en la pila o columna que sostiene. El tipo más antiguo de cajón o cilindro es el abierto (fig. 57.1a y c). Se identifica como cajón cuando tiene forma prismática; como cilindro cuando es circular u ovalada.

El descenso del cilindro o del cajón en el terreno se produce por su propio peso, a medida que desde su interior se excava el suelo en el que penetra. Cuando el fondo del cilindro está por encima de la napa, o bien éste se achica por bombeo desde su interior, la excavación se puede hacer a mano (figura 57.1a); en caso contrario, el suelo debe excavar-se bajo agua con una cuchara mecánica (figura 57.1b y c) y la construcción del tapón inferior del mismo debe practicarse hormigonando también bajo agua. La presencia de un obstáculo en el camino de la cuchilla, como ser un tronco enterrado o una piedra grande, puede hacer demorar la hinca del cilindro en varios días o semanas, y si no puede eliminarse dentro de un tiempo razonable, hay que recurrir al trabajo con aire comprimido (figura 57.1d). La presión del aire en la cámara de trabajo se mantiene igual al valor que corresponde a la presión hidrostática del agua de los poros del suelo a nivel de la cuchilla. Por razones fisiológicas, el aire comprimido solo puede utilizarse hasta una profundidad de aproximadamente 35 metros por debajo del nivel del agua, pero, a partir de una profundidad de 12 metros, el costo

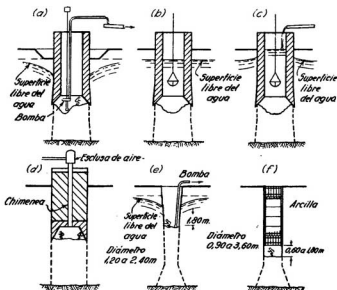


Fig. 57.1. Diagramas que muestran varios métodos para construir pilares de fundación: (a a c) excavación común en el interior de un cilindro o un cajón; (d) excavación en una cámara desahogada con aire comprimido; (e) pozo a cielo abierto, con revestimiento metálico telescópico (método Gow); (f) pozo a cielo abierto, revestido con un entablado de madera sostenido por aros metálicos (método de Chicago).

aumenta rápidamente. El método del aire comprimido tiene también que utilizarse cuando las especificaciones exigen que se limpie el fondo de la excavación antes de hormigonar el tapón.

Hasta la década de 1950, para instalar pilares de fundación por pozos abiertos se recurría casi sin excepción a la excavación a mano. Desde entonces se han desarrollado máquinas para practicar agujeros con alta eficiencia, que han desplazado en gran parte a los procedimientos manuales. No obstante, la excavación a mano se utiliza todavía en las localidades donde es más barata o no hay equipo mecánico disponible y se usa casi siempre en combinación con éste para ensanchar las bases o resolver situaciones no previstas.

Los dos métodos más comunes para construir fundaciones por pozos son los llamados en Estados Unidos de N. A. *método Gow* (figura 57.1e) y el *método de Chicago* (figura 57.1f). Estos métodos pueden utilizarse solamente cuando el achique, ya sea con bomba o a mano, es posible. En el método Gow las caras de la excavación se soportan por una serie de cilindros de acero que con la profundidad disminuyen en diámetro de 5 en 5 centí-

metros. Los cilindros se hincan con un martillo liviano a medida que el suelo se excava a mano. La parte inferior del pozo se hace, en general, acampanada. Después de haber terminado la excavación, el pozo se llena de hormigón y los cilindros se retiran uno a la vez (Mohr, 1964).

El método de Chicago se utiliza exclusivamente en arcilla. Se empieza excavando a mano un pozo cilíndrico hasta una profundidad que varía entre 60 centímetros en arcilla blanda y 1,80 metros en arcilla dura. Las caras de la excavación se cortan con mucho cuidado y exactitud, y luego se revisten con tablas verticales que se mantienen contra la arcilla por medio de dos o más aros de acero. Se repite esta operación hasta llegar a la cota deseada y luego se llena el pozo de hormigón. En arcilla homogénea, el agua no causa dificultad, pero si se atraviesan estratos de arena o de limo acuíferos puede resultar necesario recurrir a procedimientos especiales de trabajo (Peck, 1948).

Se han desarrollado una gran variedad de equipos y técnicas para efectuar la excavación mecánica de pozos para pilares de fundación. En su forma más simple estas máquinas consisten en un vástago vertical rotativo que termina en un barreno o en un cucharón provisto de aberturas cortantes. Para formar una campana en el fondo del pozo, se usan ensanchadores unidos a un cucharón especial. Los barrenos y cucharones se levantan con rapidez trayendo el material excavado, para volver a ser introducidos en el pozo y reanudar prontamente el avance. Por ello, en condiciones favorables, se progresa con mucha mayor velocidad que excavando a mano. El diámetro de los pozos puede variar desde 30 cm hasta más de 3 m, y las profundidades que es dable alcanzar superan los 30 m. Para los diámetros grandes y las profundidades mayores se necesita un equipo pesado.

En terreno seco y firme sin obstáculos, la excavación a máquina puede resultar extremadamente económica. Se encuentran condiciones de este tipo, por ejemplo, en el sudoeste de Estados Unidos, donde los pilares de fundación son necesarios aun para las estructuras livianas, a fin de ponerse a cubierto de las variaciones volumétricas estacionales del suelo de la parte superior del perfil (artículo 21). Si el terreno contiene lentes o capas de suelos ligeramente cohesivos, éstos pueden permanecer estables en las paredes del pozo, al menos durante un corto tiempo, aun cuando estén bajo agua, de modo que aprovechando la rapidez del equipo mecánico se puede completar el pozo antes que se produzcan derrumbes objetables e instalar una camisa temporaria para sostener sus paredes mientras se prepara el fondo para hormigonar. Cuando los suelos no se mantienen estables durante un tiempo suficiente, hay que insertar una camisa antes de alcanzar la cota definitiva. En este caso, la herramienta cortante debe tener cuchillas retráctiles para que pueda ser descendida y levantada dentro de la camisa, o bien disminuirse el diámetro del pozo por debajo del borde inferior de la misma. En cualquier caso, la necesidad de instalar una camisa reduce grandemente la velocidad de avance. Como una alternativa se puede mantener lleno con un lodo de perforación ligeramente tixotrópico (artículo 44), que provee soporte a las paredes hasta llegar a cota con el pozo. Se inserta entonces una camisa y se extrae el lodo por bombeo para inspeccionar el fondo. En

suelos no cohesivos, en particular por debajo del nivel freático, el uso de lodo de perforación es requisito previo para el éxito. Los obstáculos, como las piedras grandes, pueden en este caso ser extraídas, previa rotura si es necesario, utilizando dispositivos especiales (Gaunt, 1962). En caso de pozos excavados a través de suelos cohesivos blandos, el uso de lodo puede también resultar conveniente para reducir la sobreexcavación (art. 58).

Por razones de economía, la camisa temporal con frecuencia se retira a medida que se hormigona. Este trabajo requiere el máximo de cuidado y una muy experta vigilancia para impedir el ingreso del suelo circundante dentro del espacio que debe ocupar el hormigón. Debe mantenerse la superficie del hormigón fresco bien por encima del extremo inferior de la camisa para contrabalancear la presión del suelo circundante que, en caso contrario, ingresaría dentro del hormigón; al mismo tiempo, la columna de hormigón situada dentro de la camisa no debe ser tan alta como para formar un tapón que suba con ella dejando un hueco dentro del cual ingrese el suelo. En muchos casos de investigaciones realizadas para analizar las causas de graves asentamientos de pilares de fundación, se ha encontrado que las columnas de hormigón que las formaban estaban totalmente cortadas por el suelo ingresado (Peck, 1965).

En todos los métodos de excavación para instalar pilares de fundación, la estabilidad del fondo durante la construcción constituye un hecho de relevante importancia práctica, en particular mientras se prepara el fondo para iniciar el hormigonado. De estos temas se ocupa el apartado que sigue.

### ***Estabilidad del fondo durante las excavaciones y preparativos para hormigonar***

La estabilidad del fondo de la excavación que se efectúa para instalar un pilar de fundación se gobierna por los mismos factores que determinan la estabilidad del fondo de excavaciones a cielo abierto (artículos 47 y 48). En arena densa puede resultar posible bombear agua del fondo de un cilindro, o de un pozo, sin llegar a destruir la estabilidad del material situado debajo del fondo, debido a que la deformación producida por las presiones de filtración no causan un aumento de las tensiones neutras. Pero en arena suelta, la deformación causa una sobrepresión hidrostática que tiende a licuar el suelo. En efecto, en una obra se utilizó con buen éxito el método Gow (figura 57.1e) para establecer un primer grupo de pilares. Las excavaciones se hacían a través de un estrato de arena fina densa, hasta la roca que estaba situada 3 metros por debajo del nivel de la napa. Pero al querer instalar los pozos en otra parte del edificio, cuando en uno de ellos la excavación alcanzó cierta profundidad por debajo del nivel de la napa, se rompió el fondo de la misma llenándose parcialmente el pozo con una mezcla de agua y arena. Todos los esfuerzos hechos para detener la corriente de agua y arena terminaron en el fracaso, y el resto de los pozos tuvieron que construirse por un método que no exigiese el achique por bombeo. La razón más probable de este fenómeno inesperado estriba en que los pozos mencionados dieron con un gran bolsón de arena suelta. La presencia de

tales bolsones sueltos, rodeados de arena densa que tiene esencialmente las mismas características granulométricas, es un fenómeno relativamente común.

Cuando el achique por bombeo desde el interior no es practicable, los métodos de alternativa son: drenaje previo por medio de pozos filtrantes, excavación con aire comprimido, excavación bajo agua o bien dentro del lodo bentonítico que llena el pozo. Las investigaciones del subsuelo necesarias para determinar si un método dado de achique o drenaje es practicable en una obra determinada se describen en el artículo 47 al tratar de los métodos de achique de excavaciones a cielo abierto. Si el suelo está constituido de limo fino puede que ni aun el método del vacío sirva para estabilizarlo. Debido al costo y a sus otras limitaciones, el aire comprimido (página 555) se usa solo excepcionalmente. Como alternativa del bombeo se recurre, en cambio, a la excavación bajo agua o a la excavación con el uso de lodos de perforación.

Cuando se excava bajo agua en arena, el volumen de suelo que se extrae es generalmente mayor que el volumen del cilindro, y, si la arena es suelta, la cantidad excavada puede llegar al doble del volumen desplazado. La demasía en volumen de arena va asociada con un levantamiento del fondo de la excavación y un asentamiento de la superficie del terreno alrededor del cilindro. Puede ser casi completamente evitada con el simple expediente de mantener el nivel del agua dentro del cilindro bien por encima del nivel del agua en la parte de afuera, como lo indica la figura 57.1c. La mayor presión interior así obtenida hace que la circulación del agua se produzca desde el cilindro hacia la arena situada debajo del fondo de la excavación y que, por tanto, las presiones de filtración resultantes traten de anular la tendencia de la arena a levantarse. Para mantener esta circulación de agua, las herramientas de excavación deben extraerse del cilindro lentamente.

Cuando se trata de elegir entre el método de excavación bajo agua, o el método con aire comprimido, deben considerarse varios factores. Por ejemplo, si se está excavando bajo agua y aparece un obstáculo en el camino de la cuchilla, las demoras que el mismo puede ocasionar son imprevisibles. El método del aire comprimido evita este riesgo, pues los obreros tienen acceso directo al obstáculo. Presenta además la ventaja adicional de que la base del cilindro puede prepararse con cuidado y limpiarse de todo material suelto, pero presenta el inconveniente de que es mucho más costoso.

Cuando se construye el pilar de un puente no es raro bajar la parte inferior del cajón excavando bajo agua hasta alcanzar o estar cerca del estrato resistente, en cuyo momento se recurre al aire comprimido convirtiendo adecuadamente el cajón al efecto. De esta manera, se combina la economía de la excavación bajo agua con la mayor seguridad que ofrece el método neumático para la preparación de la superficie de apoyo y el vaciado del hormigón.

El uso de lodo para estabilizar las paredes de un pozo perforado previene simultáneamente contra la inestabilidad del suelo situado debajo del fondo a medida que se avanza en la excavación. Sin embargo, cuando el pozo ha llegado a cota y se ha insertado la camisa para soportar las paredes, el fondo puede reventar durante el bombeo del lodo, a menos que

el pozo haya penetrado en material suficientemente firme como para permanecer estable bajo la influencia de las presiones ascendentes de filtración. Si el material del fondo está formado por roca cubierta de materiales incoherentes potencialmente inestables, puede tornarse imposible desagotar el lodo por bombeo sin causar un ingreso de agua y suelo a través de aberturas entre el fondo de la camisa y la superficie irregular de la roca. Por ello, es a veces necesario arbitrar procedimientos onerosos y elaborados, como la provisión de un zapato con dientes de acero duro para posibilitar la penetración de la camisa dentro de la roca, a fin de obtener un sellado que posibilite el achique del pozo para hormigonar en seco (Peck y Berman, 1961)\*.

### ***Determinación de la fricción lateral durante el descenso de cajones o cilindros de fundación***

Cuando se extrae el suelo del interior de un cilindro, el cilindro sirve de sostén lateral al suelo que lo rodea. El cilindro se construye por secciones y su descenso, que es resistido por la fricción lateral, pues la excavación interior descalza prácticamente la cuchilla, se produce como consecuencia de su propio peso. Los cilindros livianos, como son los de acero, tienen que cargarse con pesos muertos para vencer la fricción lateral; los pesados, como son los de hormigón armado, suelen descender bajo su propio peso.

La adición de pesos sobre un cilindro es una tarea engorrosa, que aumenta mucho el costo de la fundación. Por ello, los cilindros de hormigón se proyectan comúnmente de modo que su peso exceda en todo instante a la fricción lateral, así que al calcularlos se necesita conocer el valor de dicha fricción. La experiencia ha demostrado que los métodos teóricos para determinar la fricción lateral en base a ensayos de suelos resultan cuestionables, de modo que para ello hay que recurrir a mediciones prácticas. La fuente principal de información en este aspecto deriva del cálculo de la fricción lateral, determinada en función de las cargas que se requirieron para iniciar el descenso de cilindros que se habían detenido. Estos informes sugieren que, para un suelo dado, la fricción lateral por unidad de área de contacto aumenta hasta una profundidad de 7 a 8 metros y que, por debajo de la misma, adquiere valores prácticamente constantes. La tabla 57.1 proporciona los valores que se han obtenido con cilindros cuya altura variaba entre 7,50 y 37,50 metros. Para cada suelo, el intervalo de valores es muy parecido al que existe para la fricción lateral de pilotes hincados en el mismo material. Sin embargo, no es de esperar que exista una concordancia perfecta, pues, para un material dado,  $f_s$  depende del diámetro y de la forma de la parte inferior del cilindro y del método de excavación. Por esta razón, no se puede confiar en la aplicación de los valores obtenidos en obras veci-

\* En cualquiera de estos casos existe siempre el recurso de hormigonar bajo agua haciendo descender un caño de vaciado hasta el fondo para desplazar hacia arriba el lodo bentonítico a medida que por el caño el concreto fresco desciende en forma continua sin mezclarse con el lodo. (N. del T.)

Tabla 57.1

*Valores de la fricción lateral en cilindros y cajones de fundación durante su descenso*

Tipo de suelo	Fricción lateral $f$ , kg/cm <sup>2</sup>
Limo y arcilla blanda .....	0,075 - 0,30
Arcilla muy compacta .....	0,50 - 2,00
Arena suelta .....	0,125 - 0,35
Arena densa .....	0,35 - 0,70
Grava densa .....	0,50 - 1,00

nas, a menos que se conozcan todos los detalles relativos a la hinca de los cilindros. En arcilla la fricción lateral suele aumentar con el tiempo.

La fricción entre cilindros de hormigón y suelos de granos finos, como ser limo o arcilla, puede disminuirse considerablemente cubriendo la superficie externa del cilindro con un revestimiento que tenga una superficie suave y aceitosa y que, además, sea suficientemente resistente como para no desprenderse durante el descenso del cilindro. En los cajones de fundación del puente San Francisco-Oakland, se utilizó un revestimiento de este tipo y los resultados de los ensayos de fricción efectuados antes de iniciar la construcción indicaron que la fricción entre el hormigón y una arcilla bastante compacta se reducía aproximadamente en un 40 por ciento.

### ***Presión admisible de pilares de fundación apoyados sobre arena***

Los pilares de fundación sirven comúnmente para transferir el peso de una estructura a un estrato firme que está cubierto por suelo blando y compresible. Si en un perfil de este tipo se hincan pilotes, eventualmente, casi toda la carga que actúa sobre el pilote es resistida por la punta (véase artículo 56), de modo que, por razones similares, prácticamente toda la carga que actúa sobre un pilar de fundación es también, con el tiempo, soportada solo por su base. Por ello, en pilares de fundación rodeados de suelo relativamente compresible, la presión admisible en la base no debe incluir sobreasignación alguna para tener en cuenta la fricción lateral.

La parte enterrada del cilindro de fundación del pilar de un puente puede estar completamente rodeada de arena que tiene baja compresibilidad, y que puede soportar por fricción lateral una parte considerable de la carga que actúa sobre el cilindro. Sin embargo, la base de dicho cilindro suele estar a poca profundidad por debajo de la socavación máxima (artículo 53), de modo que, durante las crecientes extraordinarias, la mayor parte de la arena que rodea el cilindro es eliminada. Por tal razón, en estos casos, aun tratándose de cilindros de fundación completamente rodeados de arena, debe suponerse que toda la carga es resistida por la base.

La capacidad de carga a rotura de un pilar de fundación que apoya con su base en arena situada debajo de depósitos compresibles se puede calcular con suficiente exactitud utilizando las ecuaciones 33.7, 33.13 ó 33.14, en las cuales el término  $\gamma D_p N_q$  expresa la influencia del peso efectivo del suelo situado entre la superficie del terreno natural y el nivel de la base del pilar. Como esta influencia crece rápidamente con la profundidad, a menos que el pilar de fundación sea comparativamente poco profundo o tenga un ancho pequeño, es difícil que pueda llegar a experimentar una rotura por la base, de modo que la tensión admisible depende exclusivamente del asentamiento.

En el artículo 34 se puntualizó que la capacidad de carga a rotura de pilares de fundación totalmente embebidos en arena no aumenta con la profundidad en la forma en que lo indican las ecuaciones 33.13 ó 33.14 \*. Este hecho no tiene mayor importancia práctica, pues es casi seguro que la presión admisible del suelo venga gobernada por consideraciones relativas al asentamiento y la capacidad de carga a rotura sea irrelevante. No obstante, en el caso de grandes puentes, puede resultar indispensable evaluar la capacidad de carga a rotura ya que, siendo la sobrecarga pequeña en comparación con el peso propio, la mayor parte del asentamiento se produce durante la construcción, en el período de erección de los tramos, cuando es aún posible realizar los ajustes necesarios para evitar efectos dañinos.

El asentamiento de una base apoyada sobre arena depende, en gran parte, de las condiciones de tensión que existen en la arena antes de la aplicación de la carga. Ahora bien, la construcción de un pilar de fundación va siempre precedida de la excavación de un pozo, de modo que, en correspondencia con las paredes y el fondo del pozo, se produce una disminución de las tensiones que existían previamente en la arena. Si la profundidad del pozo excede de cuatro o cinco veces su diámetro, el estado de tensión resultante en la arena cercana al fondo del pozo es prácticamente independiente de su profundidad. Por ello, es de esperar que la influencia que la profundidad de la fundación ejerce sobre el asentamiento de los pilares de fundación sea relativamente pequeña, en comparación con la influencia que ejerce sobre la capacidad de carga a rotura de los mismos. Esta conclusión se halla confirmada por las observaciones siguientes:

Sobre dos platos circulares, de 900 centímetros cuadrados cada uno, se hicieron dos ensayos de cargas iguales y a la misma profundidad. Una de las placas estaba situada en el fondo de una gran excavación a cielo abierto, mientras que la otra lo estaba en el fondo de una perforación con un diámetro de 35 centímetros. Para una carga de  $2 \text{ kg/cm}^2$ , el asentamiento de la primera placa fue de 22,8 mm y el de la segunda 13,2 mm.

Experimentos similares se realizaron en el pozo a que se refiere la figura 44.16. Después de haber excavado el pozo hasta unos 15 metros, se hizo un ensayo de carga sobre un plato de  $30 \times 30 \text{ cm}$ , y el asentamiento bajo una carga de  $2 \text{ kg/cm}^2$  alcanzó a 6,3 mm. Se instaló luego un segundo plato de  $1,00 \times 1,00 \text{ m}$  en el fondo del pozo, y el poco espacio remanente

\* Véase nota del traductor, pág. 526.

entre el borde del plato y las paredes del pozo se llenó de hormigón para impedir hasta un levantamiento localizado de la arena cargada. Para una carga de  $2 \text{ kg/cm}^2$ , el asentamiento fue de 11,9 mm. De acuerdo con la fórmula 54.1, el asentamiento de un plato de las mismas dimensiones, apoyado sobre la superficie de un depósito similar de arena sin ningún confinamiento ni sobrecarga, sería de 15 mm (Terzaghi, 1930).

Estas y otras observaciones realizadas indican que el asentamiento de la base de un pilar de fundación en arena, hincado a cualquier profundidad, mayor de 4 a 5 veces su ancho, suele ser aproximadamente igual a un medio del asentamiento de una zapata sometida a la misma carga, que cubre un área de igual tamaño, y que apoya sobre una arena de las mismas características. Por tanto, las presiones admisibles para pilares de fundación en arena se pueden tomar igual al doble del valor que sería admisible para una zapata que descansase sobre la misma arena en el mismo estado (artículo 54). Si la presión neta en la base de los pilares de fundación no excede de este valor, el asentamiento no será mayor de 2,5 centímetros y, además, si las bases de todos los pilares de fundación tienen aproximadamente el mismo ancho, el asentamiento diferencial entre pilares de fundación no excederá de la mitad de dicho valor, es decir, de aproximadamente 1,2 centímetros. Si el proyectista cree que puede tolerar asentamientos mayores, puede aumentar en forma proporcional las tensiones admisibles.

Si la base de un cilindro de un puente está situada bastante cerca del nivel previsto para la socavación, debe introducirse una modificación a este procedimiento. La socavación reduce la profundidad de la fundación a un valor mucho menor de 4 ó 5 veces el ancho de la base, de manera que el procedimiento descrito ya no tiene validez y la tensión admisible, a considerar en esos cilindros, no debe exceder la que es indicada para zapatas de la misma área descansando en la misma arena en estado saturado.

### ***Pilares de fundación en arcilla***

La capacidad de carga de falla de un pilar fundado sobre un estrato de arcilla compacta situada debajo de depósitos compresibles se determina con la ecuación 33.17, en la cual  $D_f$  se toma igual a la distancia vertical entre el borde superior de la arcilla compacta y el nivel de la base del pilar. El valor de  $N_c$  no se aumenta por encima de aquel que le corresponde a una zapata poco profunda, pues la baja resistencia y fuerte compresibilidad de los materiales de cubierta impiden el desarrollo de las zonas de equilibrio plástico que caracterizan el comportamiento de las fundaciones profundas en materiales cohesivos homogéneos (artículo 34). El procedimiento expuesto es conservador ya que en realidad la capacidad de carga es algo mayor, dado que el material de cubierta la aumenta en cierta cantidad.

En algunos lugares, que incluyen a Londres y el sur de California, el suelo situado debajo de los depósitos superficiales consiste en arcilla compacta, con frecuencia fisurada, que se extiende hasta profundidades grandes. En tales casos se ha encontrado que los pilares perforados o pozos de fundación rectos o con base ensanchada constituyen una forma expeditiva y eco-

nómica de trasferir las cargas de las columnas a la arcilla. Una parte sustancial de la carga, aun para los pozos con base ensanchada, la soporta la fricción lateral. Ensayos en gran escala (Skempton, 1959; Whitaker y Colman, 1965; Woodward et al., 1961) demuestran que la capacidad de carga de falla viene dada aproximadamente (ecuación 34.1) por la expresión:

$$Q_d = Q_p + Q_s = Q_p + 2\pi r f_s D_f \quad (57.1)$$

La capacidad de carga de falla de la base  $Q_p$  se puede tomar igual a:  $Q_p = cN_c$ .  $A_p$ , en la cual  $c$  es la resistencia al corte no drenado de la arcilla inalterada,  $N_c$  tiene el valor que corresponde a las fundaciones profundas en suelo cohesivo homogéneo y  $A_p$  es el área de la base. El valor de  $c$  de las muestras intactas suele ser mayor que el de la arcilla fisurada inalterada, pero la influencia de las fisuras es normalmente pequeña a las profundidades que alcanzan las bases de los pilares de fundación.

La capacidad de carga de falla por fricción del suelo en contacto con el fuste  $Q_s$  se puede expresar como igual a:  $\alpha c A_s$ , en la cual  $\alpha$  es un factor de reducción que afecta a la resistencia media al corte no drenado de la arcilla en contacto con el fuste de área  $A_s$ . El factor  $\alpha$  debe ser evaluado por medio de ensayos en escala natural. Hasta ahora se han realizado experimentos extensivos de este tipo solamente en unas pocas localidades. Para las arcillas de Londres,  $\alpha$  toma valores del orden de 0,45 (Skempton, 1959) mientras que para las arcillas compactas del sur de California varía entre 0,49 y 0,52 (Woodward et al., 1961). Los resultados son más bien independientes de la naturaleza de la base siempre que, para bases ensanchadas, se ignore cualquier fricción que pudiese desarrollarse en el ensanche.

Para un coeficiente de seguridad dado, el asentamiento inmediato de pilares de fundación con base ensanchada es siempre mayor que los de sección recta instalados en el mismo suelo. Esta situación deriva de la circunstancia de que la fricción alcanza su valor máximo para asentamientos muy pequeños, del orden del 1% del diámetro del fuste para las arcillas de Londres, y luego permanece prácticamente constante para asentamientos mayores. La resistencia de punta se desarrolla, en cambio, lentamente y no llega a rotura hasta que el asentamiento alcanza una magnitud del orden del 10% del diámetro de la base (Whitaker y Cooke, 1965)\*.

La presión total de trabajo que puede aplicarse sobre la arcilla situada debajo de la cota de fundación es igual a la suma de la presión admisible a dicha cota más el peso efectivo del suelo excavado para la construcción del pilar de fundación. Por tanto, la carga total neta a aplicar sobre pilares de fundación grandes puede aumentarse considerablemente, para una presión admisible dada, haciendo los pilares huecos, circunstancia que se ha utilizado

\* Las experiencias de Whitaker y Cooke (1965) se refieren a pozos de fundación con fustes de diámetros comprendidos entre 60 y 90 cm, de modo que el 1% de dichos valores conduce a definir asentamientos del orden de 1,0 cm. La experiencia más reciente, incluida la propia recogida por el traductor, señala que el asentamiento necesario para alcanzar la máxima fricción es independiente del diámetro y adquiere valores del orden de un centímetro y aún menores, tanto para pilotes como para pilares de fundación en arena o en arcilla. Véase referencia de la nota del traductor de pág. 521. (N. del T.)

muchas veces en el proyecto de cilindros de fundación para pilares de puentes.

En forma análoga a lo que ocurre en fundaciones con zapata, el asentamiento de pilares de fundación en arcilla depende en gran parte de la historia de carga del suelo. En arcillas normalmente consolidadas los pilares de fundación son antieconómicos y su asentamiento resulta prohibitivo, así que este tipo de fundación se construye solamente en arcillas preconsolidadas. Esto, sin embargo, no excluye la posibilidad de que se produzcan asentamientos importantes, sobre todo cuando el pilar de fundación tiene en planta una gran superficie. El ejemplo siguiente ilustra esta manifestación.

Al final del siglo pasado se construyó sobre el río Danubio un puente cuyos pilares se fundaron sobre cajones hincados con el método del aire comprimido hasta alcanzar un potente estrato de arcilla preconsolidada muy compacta. La base de cada cajón tenía 22,50 metros de largo y 6 metros de ancho, y la presión efectiva que los mismos transmitían a la arcilla variaba entre 3,3 y 4,8 kg/cm<sup>2</sup>. Para una arcilla muy compacta, esta presión está muy por debajo de la crítica que origina la rotura del suelo. A pesar de este hecho, después de 50 años, la diferencia entre el asentamiento de los pilares alcanzaba a 7,5 cm. El valor del asentamiento máximo no pudo determinarse, pero no hay duda de que fue mucho mayor que el diferencial. Dadas estas razones, toda vez que un pilar de fundación apoyado en arcilla compacta tenga en planta una superficie grande, es aconsejable hacer un cálculo de asentamientos. Las incertidumbres que se presentan cuando se hace un cálculo de asentamientos de fundaciones apoyadas en arcillas preconsolidadas se tratan en el artículo 13.

### ***Pilares de fundación que descansan sobre plateas naturales***

Las fundaciones sobre pilares de fundación que descansan sobre plateas naturales no difieren, esencialmente, de las fundaciones sobre zapatas que descansan también en dichos tipos de plateas. Los pilares de fundación se calculan como si la platea natural descansase sobre una base rígida, pero debe además efectuarse un cálculo de asentamientos (véase artículo 55).

### ***Resumen de las reglas para determinar las presiones admisibles del suelo en la base de pilares de fundación***

1. La tensión admisible del suelo en la base de un pilar sobre arena es igual al doble de la presión admisible para zapatas que, teniendo en planta la misma área que el pilar, están apoyadas en arena de las mismas características (véase artículo 54). El asentamiento de los pilares proyectados con estos valores difícilmente exceda de 2,5 cm, de modo que, si se pueden aceptar asentamientos mayores, la presión admisible puede aumentarse en forma proporcional. Cuando los pilares de fundación están rodeados de arena que puede ser socavada durante las crecientes, la presión admisible tiene que tomarse igual a la que corresponde a zapatas apoyadas en arena de las mismas características.

2. Cuando se excava bajo agua, el nivel del agua dentro del cilindro debe mantenerse lo más alto posible con respecto al nivel exterior. Esta precaución reduce la tendencia de la arena a ascender hacia el fondo de la excavación. Aun en el caso de que se impida dicha fluencia, el fondo de la excavación terminada será muy irregular y se hallará parcialmente cubierta de una capa de arena suelta. Por ello, si se excava bajo agua, debe tenerse en cuenta que inevitablemente se producirá cierta alteración en la arena. Cuando se excava con aire comprimido, no hay necesidad de hacer ninguna disminución en la presión admisible del suelo.

Si la excavación en arena se efectúa por medios mecánicos, mientras se realiza este trabajo, las paredes laterales y el fondo del pozo se pueden mantener estables por medio de lodo de perforación. La provisión de una camisa protege las paredes laterales durante la extracción por bombeo del lodo pero existe el peligro de que se torne inestable, a menos que se haya entrado en un estrato cohesivo firme.

3. La arcilla normalmente consolidada no es adecuada para soportar fundaciones sobre pilares. Las presiones admisibles para pilares de fundación en arcilla preconsolidada pueden obtenerse con la ecuación 33.17, si el estrato resistente está situado debajo de depósitos blandos y compresibles, o con la ecuación 34.1, en el caso en que la arcilla compacta es homogénea y de gran espesor. Cuando el ancho de la superficie cubierta por la base de cada pilar de fundación es mayor de 3 metros, debe hacerse un cálculo de asentamientos.

4. Las fundaciones sobre pilares apoyados en plateas naturales deben estudiarse en la misma forma como se estudian las zapatas sobre tales plateas.

#### Lecturas seleccionadas

En el libro de Jacoby, H. S. y Davis, R. P. (1941) "*Foundations of Bridges and Buildings*", Nueva York, McGraw Hill, 3rd. Edition, se incluyen descripciones generales de los tipos de fundación y métodos de construcción con atención especial a los pilares de fundación de puentes.

En el capítulo 9 del libro de Teng, W. C. (1962), *Foundation design*, New Jersey, Prentice-Hall, pág. 254-286, se tratan en extenso los pilares de fundación perforados.

## Capítulo 10

### ASENTAMIENTOS DEBIDOS A CAUSAS NO COMUNES

#### ART. 58 ASENTAMIENTOS DEBIDOS A LOS PROCESOS CONSTRUCTIVOS

##### *Causas anormales de asentamientos*

En el capítulo 9 se trata de los asentamientos de edificios y otras estructuras bajo la influencia de las cargas que les son propias. Si bien éstos son los tipos más comunes de asentamientos, hay otros que tienen suficiente importancia práctica como para merecer atención. Se trata de los asentamientos producidos por aumentarse la carga sobre el suelo circundante, por excavaciones en las cercanías, por depresión de la napa freática y por vibraciones. En este artículo solo se consideran las dos primeras causas.

##### *Asentamientos producidos por el aumento de la carga que actúa sobre el suelo circundante*

La aplicación de una carga sobre una porción de la superficie, encima de cualquier tipo de suelo, produce un hundimiento inclinado de la superficie del suelo adyacente (véase figura 58.1a). La distancia hasta la cual dicho hundimiento tiene alguna importancia práctica depende del perfil del suelo y de las dimensiones del área cargada. Si el subsuelo contiene arcilla blanda, la magnitud y la distribución del asentamiento pueden calcularse en forma estimativa en función de los resultados de ensayos del material compresible. Si el subsuelo consiste en arena, el asentamiento no es calculable y las estimaciones solo pueden basarse en datos obtenidos de la experiencia relativa a casos similares.

Cuando las plateas asentadas sobre arena se proyectan siguiendo las reglas contenidas en los códigos municipales, suelen comúnmente sufrir un asentamiento de hasta 5 centímetros, y excepcionalmente aún superior (véase artículo 55). Como la mayor parte de este asentamiento se produce durante la construcción, la estructura que se construye no es dañada; salvo que sea muy sensitiva. Pero el asentamiento inclinado de la superficie circundante puede llegar a ser excesivo para las estructuras vecinas. En Nueva York, por ejemplo, se construyó un edificio de 20 pisos en un lote situado entre dos edificios de 7 pisos soportados por zapatas fundadas en un depósito de arena fina. El nuevo edificio descansaba sobre una platea, 6 metros

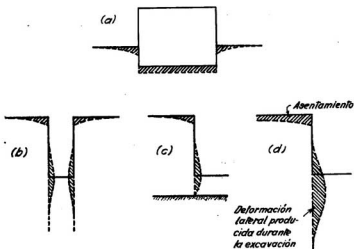


Fig. 58.1. Diagramas que muestran el asentamiento de la superficie que se produce en la zona adyacente a una obra en construcción. (a) Asentamiento originado por el peso de la estructura; (b) asentamiento debido a la deformación lateral o avance de la arcilla de las paredes hacia una excavación profunda y angosta; (c) asentamiento producido por la deformación lateral de la arcilla que forma las paredes de una excavación profunda y ancha practicada por encima de terreno más firme; (d) asentamiento debido a la deformación lateral de la arcilla que forma las paredes y que está por debajo del fondo de una excavación profunda y ancha, en arcilla blanda que se extiende hasta gran profundidad.

por debajo de la superficie del terreno natural. La presión sobre el suelo era de  $2 \text{ kg/cm}^2$  en exceso del peso del suelo excavado. El edificio se asentó solo 4,5 cm y, como el asentamiento fue bastante uniforme, no sufrió daño alguno, pero en los edificios lindantes aparecieron fisuras de corte y se deformaron los marcos de las puertas y ventanas.

Si el subsuelo está constituido de arcilla blanda, el efecto que el peso de un edificio nuevo ejerce sobre las estructuras lindantes puede resultar mucho mayor, aunque no necesariamente más perjudicial. En Estambul se construyó un edificio alto, en un lugar separado por un corredor angosto de otro edificio también alto. La nueva estructura hizo inclinar tanto a la existente que las cornisas de los dos edificios llegaron a tocarse, pero ninguna de las dos resultó dañada.

### **Asentamientos debidos a la excavación**

*Previsión del asentamiento originado por una excavación.* Si todas las otras condiciones son iguales, el asentamiento producido por una excavación depende en gran parte del tipo de entibación utilizado para soportar las

paredes de la excavación y del cuidado con que el mismo se instala. Por ello, la magnitud del asentamiento no puede calcularse y toda previsión debe basarse solo en la experiencia derivada de casos bien documentados.

Los tipos más comunes de excavaciones grandes se hacen a cielo abierto y se practican para construir sótanos de edificios. Un segundo tipo lo constituyen las excavaciones ejecutadas para instalar pilares de fundación. Los túneles, que no son tratados en este libro, constituyen un tercer tipo.

*Excavaciones a cielo abierto en arena.* Aun en el caso de que la superficie del terreno adyacente a una excavación a cielo abierto en arena soporte zapatas poco profundas muy cargadas, el asentamiento originado por la excavación no se extiende más allá de una distancia igual a la profundidad de la excavación. Si, por el contrario, el terreno adyacente no soporta carga, el asentamiento no se extiende más allá de la mitad de dicha distancia. Además, si la excavación es bien entibada, el asentamiento máximo no suele exceder de aproximadamente 0,5 por ciento de la profundidad de la excavación, mas, según cuál sea el caso, aun este pequeño asentamiento puede ser suficiente para producir daños, como lo indica la figura 58.2. En el ejemplo de la figura, la excavación causante del asentamiento se ejecutó en grava bajo agua. El entibamiento se colocó con cuidado, según el método que ilustra la figura 48.2c, y las tablestacas se hincaron de modo que atravesaran la grava y llegaran hasta el estrato de arcilla compacta, así que no hubo infiltración de agua. A pesar de esto, las zapatas del edificio adyacente se asentaron entre 2,5 y 5 cm y aparecieron grietas en las paredes, como lo indica la figura. Parte del asentamiento se produjo mientras se hincaban las tablestacas.

*Excavaciones a cielo abierto en arcilla blanda.* Para visualizar los efectos resultantes, se puede considerar que cuando se excava en arcilla blanda, la arcilla de los costados de la excavación actúa como una

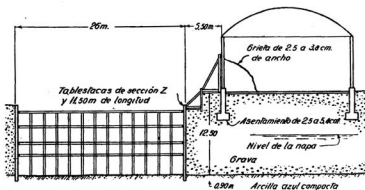


Fig. 58.2. Corte transversal de una excavación a cielo abierto, practicada en grava, en el que se muestran el método utilizado para la entibación y el daño producido a la estructura adyacente como consecuencia del asentamiento.

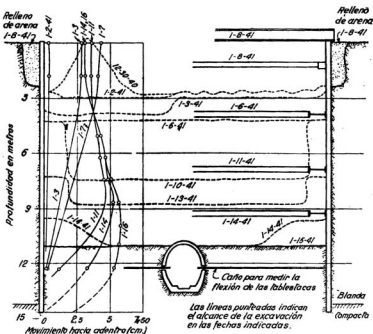


Fig. 58.3. Diagrama que muestra los resultados obtenidos en las mediciones del desplazamiento lateral que experimentó un tablestacado que formaba el revestimiento de una excavación a cielo abierto practicada en arcilla blanda seguida a poca profundidad por arcilla resistente. Las líneas punteadas indican la profundidad alcanzada por la excavación en las fechas allí indicadas. Las fechas que aparecen al lado de los codales indican el día en que éstos fueron colocados. (Según Peck, 1943.)

sobrecarga. Bajo esta sobrecarga, la arcilla situada cerca del fondo se deforma lateralmente hacia la excavación y el fondo de la misma se levanta. Como consecuencia de estos movimientos, la superficie del terreno se asienta. Durante el espacio de tiempo que pasa entre la excavación y la instalación de los puntales, se produce una deformación lateral adicional. La magnitud de estos movimientos laterales, y de los asentamientos correspondientes, depende principalmente de la relación ancho-profundidad de la excavación, del procedimiento constructivo y del espesor del estrato de arcilla blanda por debajo del fondo de la excavación.

Si la excavación es muy angosta (fig. 58.1b), o si el fondo está situado cerca de la superficie de un estrato firme (fig. 58.1c), la deformación lateral se extiende solo hasta una corta distancia de las paredes de la excavación, así que el asentamiento de la superficie se limita a fajas relativamente angostas.

tas, situadas a cada lado de la misma. El ancho de estas fajas no excede la profundidad de la excavación y más allá de esta distancia, el asentamiento es de poca importancia. Entibando con cuidado, se puede mantener la deformación lateral de la arcilla dentro de un valor menor de 0,5 por ciento de la profundidad de la excavación, en cuyo caso el asentamiento de la superficie es del mismo orden. Los asentamientos mucho mayores se deben generalmente a una mano de obra pobre.

Las deformaciones del suelo que conducen al asentamiento de la superficie adyacente a excavaciones anchas en arcillas se han observado y medido en varias instancias en Chicago y Oslo. En el lugar del corte ilustrado por la figura 58.3 (Peck, 1943), la cubierta superior estaba formada por unos 3,50 m de arena, la que era seguida de arcilla blanda, que descansaba, a unos 4 m por debajo del fondo, sobre arcilla compacta. Las paredes de la excavación eran sostenidas por tablestacas hincadas hasta el estrato compacto antes de empezar a cavar. Las curvas de la parte izquierda de la figura 58.3 representan posiciones sucesivas del tablestacado en las fechas allí indicadas. En la parte derecha de la figura se indican las fechas en que se colocaron los codales y las líneas punteadas indican las posiciones correspondientes del fondo de la excavación. El diagrama muestra que la deformación lateral llegó hasta la base del estrato blando, a poco de haberse iniciado la excavación. Como las tablestacas penetraban en la arcilla compacta, el movimiento hacia adentro de la parte enterrada de las mismas disminuía hacia las puntas, de modo que el levantamiento del fondo no tuvo importancia y el pequeño túnel indicado en la figura solo ascendió 2,5 centímetros. El movimiento excepcionalmente grande del tablestacado a una profundidad de 3 metros se produjo a consecuencia de una demora en colocar el codal superior, pues, en caso contrario, no se hubiera originado. A una distancia del borde de la excavación igual a su profundidad, el asentamiento alcanzó a 18 milímetros, habiéndose notado su influencia hasta una distancia de 26 metros.

Si la excavación es ancha y la arcilla blanda hasta una profundidad grande por debajo del fondo, la deformación lateral abarca una masa ancha y profunda de suelo (fig. 58.1d). El asentamiento correspondiente puede extenderse hasta una distancia considerablemente mayor que la profundidad de la excavación. A medida que aumenta la profundidad, el factor de estabilidad  $N = \gamma H/c$  (ecuación 48.4) también aumenta y, cuando alcanza valores del orden de 4, el asentamiento empieza a crecer rápidamente y se extiende hasta una gran distancia del borde, cualquiera sea el cuidado con que se entiben las paredes. Para los valores de  $N$  que se acercan a 7 u 8, se torna inevitable una rotura por la base y el fondo se levanta (véase artículo 37).

La excavación que ilustra la figura 58.4a fue practicada en Oslo para construir un subterráneo (NGI, 1962e). Fue realizada dentro de un potente depósito de arcilla media ( $S_t = 3$  a 7) con una resistencia al corte del orden de los 0,4 kg/cm<sup>2</sup>. A ambos lados del corte se hincaron tablestacas metálicas pesadas hasta una profundidad de 2 a 2,50 m por debajo de la cota de fondo, estando la roca localizada a unos 10 m más abajo de esta cota. Mien-

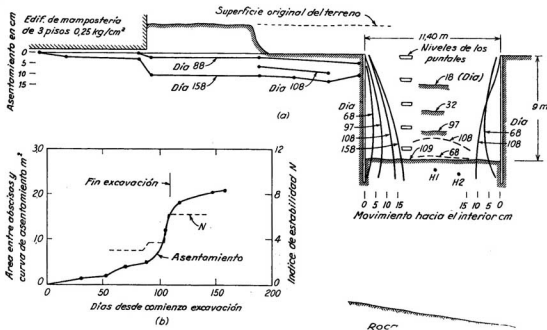


Fig. 58.4. Diagramas que muestran los resultados de mediciones de asentamientos en zonas adyacentes, levantamientos del fondo y desplazamientos laterales de tablestacados de sostén de pozos a cielo abierto en depósitos profundos de arcilla media en Oslo. (a) Sucesivas posiciones de la superficie del terreno y del tablestacado en los días señalados; (b) progreso del asentamiento y aumento del factor de estabilidad  $N$  como una función del tiempo desde el inicio de la excavación (según NGI, 1962e).

tras se profundizaba la excavación, las tablestacas avanzaron hacia el interior, a pesar de que se instalaron codales en las instancias que muestra la figura. Simultáneamente, el suelo situado debajo del fondo de la excavación ascendió, como lo indican las líneas punteadas que representan la elevación de puntos de referencia  $H1$  y  $H2$ , y descendió la superficie del terreno adyacente. Hasta los 80 días posteriores al inicio de la excavación, el factor de estabilidad  $N$  no superó un valor del orden de 3 (fig. 58.4b) y los movimientos fueron pequeños. Entre los 80 y los 109 días  $N$  subió a más de 6, con lo cual el ascenso del fondo y el movimiento hacia el interior de las tablestacas aumentaron en forma marcada. Durante el mismo período, la extensión del asentamiento de la superficie se amplió a una distancia mayor del doble de la profundidad de la excavación, desarrollándose un agrietamiento en un edificio de tres pisos. El rápido aumento del asentamiento con el incremento de  $N$  se representa en la figura 58.4b por el volumen del descenso producido a un lado del corte por metro de longitud del mismo.

Aun cuando los asentamientos adyacentes al corte representados en la figura 58.4 pudieron haberse reducido aumentando la profundidad de penetración de las tablestacas, la reducción hubiese sido muy pequeña. Esta conclusión se basa en los grandes cambios de curvatura que experimentaron las comparativamente rígidas tablestacas instaladas, aun para estados intermedios de avance en la excavación.

Los inevitables movimientos que se producen al practicar excavaciones anchas y profundas en espesos depósitos de arcilla blanda son en algunos casos demasiado grandes para ser tolerados. Se pueden reducir adoptando un método que no implique retirar a un mismo tiempo el peso del suelo a excavar de toda área en consideración. En el *método de la zanja o trinchera*, el primer paso consiste en excavar alrededor de la periferia una zanja o trinchera profunda que permita construir las paredes permanentes perimetrales de la infraestructura a construir. Las paredes de la zanja o trinchera se sostienen con soleras y codales (fig. 48.1b). Como la zanja es angosta, los movimientos en las zonas adyacentes a la misma son mucho menores de los que se producirían si la excavación fuese ancha y de la misma profundidad. En ciertos casos, la trinchera se excava sin apuntalar utilizando el método del lodo bentonítico y la pared permanente se construye hormigonando bajo agua por desplazamiento del lodo. Después que se han completado las paredes exteriores, se excavan trincheras transversales, las que se apuntalan siguiendo un procedimiento similar al utilizado para las perimetrales: El puntal inferior a nivel del fondo está constituido corrientemente por columnas de hormigón que se incorporan a la losa de base de la infraestructura. De esta manera, el lugar a excavar es subdividido por las trincheras y puntales en unidades rectangulares. El suelo situado dentro de estas unidades se excava, a razón de una unidad por vez, y se hormigona la losa de base antes de excavar las unidades adyacentes. Con este procedimiento se reducen sustancialmente las tensiones en el suelo situado debajo de la cota de fundación y, por tanto, los movimientos resultantes. En algunos casos, las losas completadas se cargaron rellenando temporariamente los recintos hasta que el peso obtenido compensara la descarga por excava-

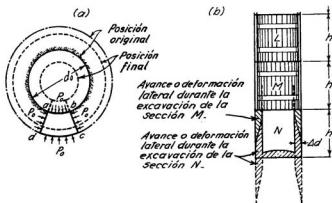


Fig. 58.5. (a) Diagrama que muestra cómo se produce el avance de la arcilla hacia la excavación, cuando se utiliza el aquí llamado método de Chicago, avance que trae como consecuencia un mayor volumen de excavación; (b) mayor volumen a excavar.

ción. En el Japón se han instalado grandes infraestructuras para edificios haciendo descender cajones hasta profundidades mayores de 30 metros (Mason, 1952).

**Pozos o cilindros en arcilla blanda.** Durante la excavación de un pozo o la hincas de un cilindro en arcilla blanda, el suelo situado debajo del fondo también se levanta y, además, si la parte inferior de las paredes del pozo no están revestidas, como en los pozos excavados con el método de Chicago (fig. 57.1f), la deformación lateral de la arcilla puede resultar bastante grande. Debido a estos movimientos, el volumen de suelo excavado es mayor que el del pozo o cilindro, fenómeno de sobreexcavación que siempre trae aparejado un asentamiento de la superficie del terreno.

La figura 58.5b representa los procesos físicos que van asociados con la deformación lateral. La figura muestra un corte vertical por el eje de un pozo que se excava por el método de Chicago. Antes de colocar una sección de revestimiento, se procede a excavar por debajo de la parte ya revestida en una altura  $h$ , igual a la altura de la sección a colocar. La figura 58.5a representa un corte horizontal de la parte inferior, aún no revestida, del pozo. Antes de haber excavado, la superficie cilíndrica de diámetro  $d_0$  estaba sometida a una presión radial  $p_0$ . La excavación reduce esta presión a cero; así que la cáscara cilíndrica que rodea el pozo se ve sometida a una presión radial externa no equilibrada. Esta presión reduce el diámetro interior de la cáscara y la arcilla avanza hacia el pozo, tal como indican las áreas rayadas de la figura 58.5b. A causa de esta deformación, todo elemento trapezoidal como el  $abcd$  de la figura 58.5a es comprimido en el sentido tangencial de la circunferencia y extendido en sentido radial. Por razones similares, el fondo del pozo se levanta, como puede verse en la figura 58.5b.

El área sombreada representa el exceso de material que es excavado en una sección del pozo. Su volumen total es aproximadamente igual al área total de las paredes del pozo multiplicada por la magnitud  $\Delta d$  de la deformación que sufren las paredes (fig. 58.5b). Esta deformación produce un asentamiento de la superficie del terreno que rodea el pozo.

Cuando se excava un pozo único, el efecto que las deformaciones de las paredes del mismo origina en la superficie puede no llegar a notarse. Pero si se practican muchos pozos cercanos, los hundimientos se acumulan y afectan toda la zona. En la obra indicada por la figura 58.6 se produjo un hundimiento de este tipo. En un lote de 57 por 45 metros se practicaron 120 pozos con un diámetro que variaba entre 1,50 y 2,40 metros. Los pozos atravesaban arcilla glaciaria blanda hasta alcanzar arcilla muy compacta, sobre la cual descansaban los pilares de fundación. La ejecución de los pozos exigió 3 meses de trabajo y la excavación de 13.000 metros cúbicos de arcilla. Apenas iniciada la excavación, el área que rodeaba el lote empezó

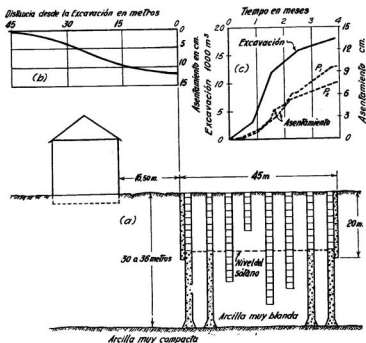


Fig. 58.6. (a) Corte trasversal de la fundación de una estructura durante la excavación para pilares por el aquí llamado método de Chicago; (b) relación entre asentamiento de la superficie y distancia al borde del lote donde se construía la fundación; (c) relación entre la cantidad de suelo excavado de los pozos, el asentamiento de la superficie y el tiempo.

a asentarse, llegando finalmente a la posición indicada en la figura 58.6b; así que los edificios adyacentes tuvieron que apuntalarse temporariamente y submurarse para poder mantenerlos en su posición original. La figura 58.6c muestra el progreso con el tiempo de la excavación de los pozos y también los asentamientos de dos puntos de referencia,  $P_1$  y  $P_2$ , situados, respectivamente, en el centro de uno de los lados y en uno de los vértices del lote. La semejanza entre la curva de volumen excavado y las que representan asentamientos indica claramente que el asentamiento se debió principalmente a la deformación lateral que se produce al excavar los pozos.

Hay varios medios para reducir el asentamiento originado por la excavación de pozos para pilares de fundación que atraviesan arcilla blanda.

1) Usando tablestacas o cáscaras cilíndricas de revestimiento que eliminan la necesidad de cavar caras verticales no revestidas. Uno de estos métodos está indicado en la figura 57.1.

2) Usando herramientas de excavación mecánica y el método del lodo o del líquido pesado de perforación (artículo 57).

3) Usando aire comprimido. Como la presión del aire solo compensa la presión del agua en el fondo, es inevitable que se produzca alguna deformación lateral, pero el asentamiento se reduce a una pequeña fracción del que se origina con el aquí llamado método de Chicago (fig. 57.1f).

4) Usando un revestimiento robusto de acero, que es hincado hasta alcanzar la cota de fundación y luego se deja perdido. Después de haber hincado este caño de gran diámetro o cilindro, el suelo se excava mecánicamente; o si no, por medio de una inyección de aire o agua a presión. Se limpia el revestimiento con herramientas adecuadas, como ser un cepillo mecánico, y luego se llena de hormigón. Este método se ha utilizado con frecuencia y con éxito en la construcción de pilares cilíndricos de fundación que deben atravesar suelos muy blandos. Puede resultar más económico que el uso del aire comprimido.

*Valor práctico de las observaciones de asentamientos efectuados durante el período de excavación.* El estudio que acaba de practicarse, relativo a las varias causas que originan el asentamiento de la zona que rodea una excavación, no deja duda alguna de que cierta cantidad de asentamiento resulta inevitable. En efecto, a menos que se cambie todo el procedimiento constructivo por una alternativa, como el método de las zanjas o trincheras, nada se puede hacer para evitar el asentamiento debido a la deformación lateral del suelo hacia la zona de levantamiento del mismo por debajo del fondo de la excavación. Tampoco puede impedirse la deformación lateral o expansión de las paredes de una excavación, cuando se excava desde el nivel de una fila de puntales al nivel de la siguiente. Pero, en contraposición con la deformación que se produce debajo del fondo, el valor del desplazamiento lateral de las paredes depende en gran parte de la distancia vertical entre puntales, de la velocidad con que se excava y de varios otros detalles del proceso constructivo; de modo que el asentamiento resultante puede disminuirse en forma considerable modificando de manera apropiada dicho

proceso. Solo por medio de mediciones del asentamiento y un registro detallado de todas las circunstancias que pudieron influir en su desarrollo y magnitud se pueden obtener datos que merezcan fe respecto a la importancia relativa de las deformaciones laterales que se producen arriba y abajo del fondo de una excavación dada. Haciendo observaciones de esta naturaleza, el ingeniero adquiere elementos de juicio para decidir si el asentamiento puede o no reducirse substancialmente con cambios posibles en el procedimiento de trabajo. Además de servir su propósito en cada caso particular, los registros de asentamientos tienen gran utilidad como elementos de juicio para planear el procedimiento constructivo para otras excavaciones a ejecutar en suelos similares, como asimismo para predecir los efectos que la excavación ejercerá sobre las estructuras y las canalizaciones de servicios públicos situados en las cercanías.

#### Lecturas seleccionadas

Las publicaciones que se indican a continuación contienen resultados de investigaciones realizadas para determinar el asentamiento que se produce durante la construcción y los factores que los originan.

- Terzaghi, K. (1938b), "Settlement of Structures in Europe and Methods of Observation", *Trans. ASCE*, vol. 103 (1938), pp. 1432-1448. Efecto que el llenado de tanques de aceite ejerció sobre los tanques vecinos.
- Terzaghi, K. (1942), "Shield Tunnels of the Chicago Subway", *J. Boston Soc. Civil Engrs.*, vol. 29 (1942), pp. 163-210. Observaciones de levantamientos y asentamientos producidos por el avance de un escudo en arcilla blanda.
- Peck, R. B. (1943), "Earth-Pressure Measurements in Open Cuts, Chicago Subway", *Trans. ASCE*, vol. 108 (1943), pp. 1008-1036. Observaciones de asentamientos debidos a la ejecución de excavaciones a cielo abierto en arcilla blanda.
- Terzaghi, K. (1943a), "Linerplate Tunnels on the Chicago Subway", *Trans. ASCE*, vol. 108 (1943), pp. 970-1007. Observaciones de los asentamientos originados por la excavación de túneles en arcilla blanda.
- Ireland, H. O. (1955), *Settlements due to foundation construction in Chicago, 1900-1950*. Tesis de doctorado, Univ. of Illinois, 128/05.
- Norwegian Geotechnical Institute, *Technical Reports*, N° 1-8, Oslo, 1962-1966. Serie de informes sobre mediciones efectuadas en relación con excavaciones a cielo abierto entubadas practicadas en Oslo, que incluyen observaciones de asentamientos, desplazamientos de las entubaciones y levantamientos de los fondos.

## ART. 59 ASENTAMIENTOS PRODUCIDOS POR LA DEPRESIÓN DE LA NAPA

### Causas de los asentamientos

Toda vez que se practica una excavación a cielo abierto por debajo del nivel de la napa siguiendo un método que no sea la hincas de un cilindro con aire comprimido o la excavación bajo agua, la napa debe ser temporalmente deprimida (artículo 47). Al bajar la napa se aumenta la carga que actúa sobre el subsuelo en una cantidad proporcional a la altura deprimida, e igual a la diferencia entre el peso del suelo drenado (sólido más humedad del suelo) y el peso del mismo suelo sumergido. El aumento de carga causa una compresión del subsuelo, y esto se traduce en un asenta-

miento, que en cada punto es aproximadamente proporcional al descenso del nivel piezométrico en dicho punto. Para un descenso dado de la napa, el asentamiento depende de la compresibilidad del subsuelo.

### *Efecto que la depresión de la napa produce en estratos de arena*

Cuando se drena arena que no contiene ninguna capa de arcilla, se aumenta la presión efectiva, pero, a menos que la arena sea muy suelta, el asentamiento resultante es generalmente pequeño. Sin embargo, si la napa se deprime y eleva periódicamente, el asentamiento puede llegar a ser importante, pues, cada vez que se produce un aumento temporario de la presión efectiva, el asentamiento sufre un incremento. Este fenómeno puede demostrarse con ensayos de laboratorio sobre arena lateralmente confinada. La magnitud del incremento del asentamiento disminuye con el número de ciclos y tiende a cero, pero el asentamiento total es muchas veces mayor que el producido por el primer ciclo. Cuanto más suelta es la arena, mayor es el asentamiento.

Mientras se construye, las fluctuaciones de la napa deprimida para una excavación son generalmente insignificantes; así que, si la depresión de la napa causa asentamientos grandes y la arena no es suelta, éstos deben probablemente tener una causa que no es precisamente el aumento del peso efectivo de la parte drenada del estrato de arena. La causa más común proviene de bombear sin mayor cuidado desde sumideros (artículo 47). En el artículo 59 se describen varios ejemplos de asentamientos originados por esta causa; en todos estos casos se formaron uno o más conductos subterráneos como consecuencia de la erosión retrógrada, que tuvo su origen en manantiales que descargaban a una zanja. Asimismo, el asentamiento producido por la erosión condujo a la formación de pequeñas depresiones en la superficie, depresiones que aumentaban a medida que las mismas se alejaban del punto de origen de los manantiales. Los asentamientos de

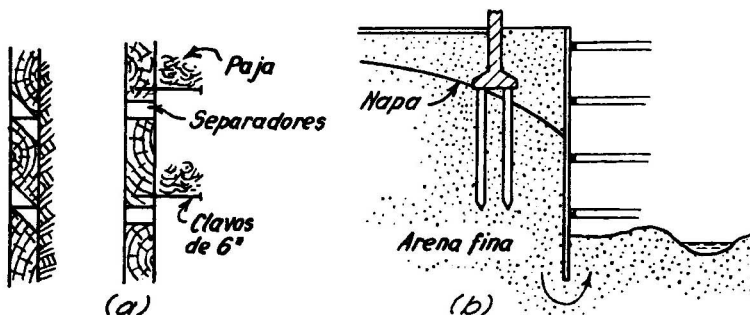


Fig. 59.1. (a) Revestimiento tipo Louvre, usado con éxito en una parte de una excavación a cielo abierto en arena acuífera con el objeto de evitar el sifonaje de la arena por el fondo; (b) tablestacado metálico continuo, utilizado en otras secciones de la misma excavación. Las fundaciones indicadas en esta figura se asentaron como consecuencia de la invasión del material de los costados, producida por la acción erosiva de las venas ascendentes de agua. (Según E. A. Prentis y L. White, 1950.)

este tipo pueden evitarse drenando por bombeo desde pozos filtrantes, o bien disponiendo un filtro de revestimiento en el sumidero.

Si una excavación está revestida con un tablestacado estanco, puede también producirse por sifonaje una invasión hacia el fondo del material de los costados. Dicha invasión tiene origen en la acción erosiva del agua que asciende hacia el fondo de la excavación siguiendo la cara interna de las tablestacas; puede evitarse disponiendo un revestimiento permeable para las paredes de la excavación, en lugar de hacerlo impermeable (Prentis y White, 1950). La observación siguiente demuestra la eficacia del procedimiento. En Nueva York, durante la construcción del subterráneo, se estaba practicando una excavación en arena fina y limo grueso, cerca de edificios con columnas fundadas sobre pilotes cuyas puntas no descansaban en un estrato duro. En una parte de la excavación, la entibación era del tipo indicado en la figura 48.2b y el revestimiento consistía en tabloncillos horizontales con un espacio libre entre los mismos, como indica la figura 59.1a. Estos espacios libres fueron rellenados con paja para permitir el escurrimiento libre del agua sin que arrastrase la arena. En otra parte de la excavación, el revestimiento consistía en tablestacas metálicas. El revestimiento metálico obligó a que el agua de filtración entrase a la excavación dando la vuelta por la punta de las tablestacas, como indica la figura 59.1b, presentándose de este modo condiciones favorables al desarrollo de la erosión por la formación de manantiales, y las columnas de los edificios adyacentes sufrieron un asentamiento de 15 centímetros. La excavación de la sección con revestimiento permeable, por el contrario, no produjo ningún asentamiento perceptible.

### ***Efectos que la depresión de la napa produce en estratos de arcilla***

Si el subsuelo contiene capas de arcilla blanda, de limo o de turba, la depresión de la napa puede originar grandes asentamientos. En la ciudad de Méjico, por ejemplo, donde el subsuelo consta de arcillas altamente compresibles con capas horizontales de arena acuífera, la extracción de agua por bombeo desde estas capas de arena ha traído aparejado un hundimiento general e irregular de toda la superficie que, entre 1900 y 1956, en algunos lugares ha descendido más de 6 metros (Marsal y Mazari, 1962). De la misma manera, en el valle de Santa Clara de California, el funcionamiento de 2.000 pozos para proporcionar agua para riego inició un proceso de asentamiento progresivo. El fondo de este valle está constituido por un espeso manto de arcilla marina que contiene, a una profundidad de 30 a 60 metros, capas de arena y grava acuífera. En 1918, la extracción de agua empezó a exceder el aporte natural y los niveles piezométricos descendieron. Como consecuencia, en 1956, el asentamiento resultante había alcanzado en algunos lugares hasta 2,40 metros (Poland, 1958).

Se dan también localidades con un subsuelo constituido por arcillas compactas que han experimentado hundimientos significantes. Por ejemplo, el descenso de los niveles de agua debajo de la ciudad de Houston, en una magnitud del orden de los 75 m entre 1905 y 1951, fue acompañado de un

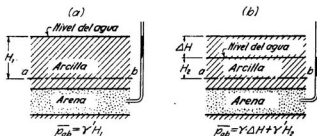


Fig. 59.2. Diagramas que muestran la causa que produce el asentamiento de una superficie de arcilla cuando se bombea agua del estrato inferior de arena acuífera.

descenso que llegó hasta los 60 cm, al que se asoció la producción de un sistema local de fallas con pronunciados asentamientos diferenciales de estructuras ordinarias (Lockwood, 1954). De manera similar en Londres se han producido entre 1865 y 1931 hundimientos del orden de los 15 cm a medida que el nivel piezométrico descendía en unos 60 m (Wilson y Grace, 1942). Se han producido fenómenos semejantes en los campos de petróleo, notablemente en Long Beach, California (Berbower, 1959), y en el lago Maracaibo, Venezuela (Collins, 1935).

Las causas físicas de este fenómeno están indicadas en la figura 59.2, que representa un perfil de una capa de arena sobre la cual se apoya un manto de arcilla saturada. En la figura 59.2a se supone que el nivel piezométrico alcanza la superficie del terreno y en *b* que, a consecuencia del bombeo del agua de la capa de arena, dicho nivel ha descendido en una altura  $\Delta H$ . Antes de iniciar la extracción del agua, la presión efectiva en la sección *ab* es igual a:

$$\bar{p}_{ab} = \gamma' H_1$$

siendo  $\gamma'$  el peso unitario de la arcilla sumergida (artículo 12). Mientras se bombea, la presión efectiva aumenta y, finalmente, alcanza el valor:

$$\bar{p}_{ab} = \gamma \Delta H + \gamma' H_2$$

siendo  $\gamma$  el peso unitario del suelo más el agua de la arcilla saturada. El cambio de presión efectiva producido por el descenso del nivel piezométrico es igual a:

$$\gamma \Delta H + \gamma' H_2 - \gamma' H_1 = \Delta H (\gamma - \gamma') = \gamma_w \Delta H$$

Por tanto, el descenso de la napa en una altura  $\Delta H$  aumenta en la última instancia la presión efectiva que actúa sobre la arcilla en un valor igual al peso de una columna de agua de altura  $\Delta H$ . Este aumento trae aparejado un asentamiento progresivo de la superficie del terreno como consecuencia de la consolidación. La velocidad y la magnitud del asentamiento pueden calcularse usando la teoría de la consolidación, en función de los resultados

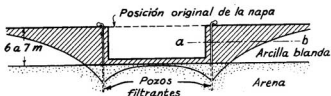


Fig. 59.3. Sección transversal simplificada de una excavación practicada para las esclusas Vreeswijk, en Holanda, donde se muestra la posición de la napa deprimida durante la excavación por medio de pozos filtrantes (la escala vertical está muy exagerada). (Según W. H. Brinkhorst.)

de ensayos de suelos (artículo 25). No obstante, en zonas con hundimiento regional proveniente de la consolidación de grandes espesores de suelos compactos, los resultados así obtenidos pueden no resultar adecuados, pues la compresibilidad de los suelos es sustancialmente alterada por los procedimientos de muestreo y, además, la situación y el grado de continuidad de las capas de drenaje con frecuencia no pueden ser evaluados.

Si se deprime la napa en una altura importante y además los estratos de arcilla son blandos y espesos, el asentamiento resultante puede llegar a ser muy grande y extenderse sobre una gran superficie. Durante la construcción de las esclusas de Vreeswijk, en Holanda, se efectuaron observaciones para medir el asentamiento producido por el descenso de la napa. En el lugar ocupado por las esclusas, el subsuelo estaba formado por 6 a 7 metros de arcilla y suelo turboso, seguidos de una espesa capa de arena acuífera. El fondo de la excavación estaba a 6,30 metros de profundidad y cubría una superficie de 50 por 270 metros.

Antes de iniciar la obra, el nivel del agua estaba a 20 centímetros sobre el terreno natural y durante la excavación se deprimió a la posición indicada en la figura 59.3, bombeando desde pozos filtrantes que penetraban en la arena. Como consecuencia de la depresión de la napa, la presión vertical efectiva sobre un plano horizontal cualquiera, como el *ab*, aumentó gradualmente hasta alcanzar un valor igual a la altura del área sombreada, situada por encima de *ab*, multiplicada por el peso unitario del agua. Como la altura total del área sombreada es máxima en el límite con la excavación, el asentamiento máximo se produjo en el borde de la misma, pero, a una distancia de 40 metros, todavía alcanzaba a 60 centímetros, y podía notarse hasta una distancia de 750 metros (Brinkhorst, 1936).

En varias obras, el hundimiento adyacente a la zona desagotada fue evitado o fuertemente reducido rodeando el lugar con las tablestacas e inyectando agua detrás de las mismas por medio de pozos filtros "well points" o de zanjas filtrantes (Zeevaert, 1957; Parsons, 1959). Comúnmente se inyecta parte del agua extraída por desagote. Hay que tomar medidas para limpiar los pozos filtrantes de inyección debido a su tendencia a obtenerse, en particular por acción bacteriana. El hundimiento en las cercanías de Long Beach fue virtualmente detenido después de instituir un programa

de puesta nuevamente en presión de las formaciones petrolíferas por inyección de agua iniciado en 1959.

#### Lecturas seleccionadas

- Wilson, C. y H. Grace (1942), "The settlement of London due to underdrainage of the London clay", *J. Inst. Civil Engrs.*, Londres, 19, pp. 100-127.  
 Zeevaert, L. (1953), "Pore pressure measurements to investigate the main source of surface subsidence in Mexico City", *Proc. 3d Int. Conf. Soil Mech.*, Zurich, 2, pp. 299-304.  
 Lockwood, M. G. (1954), "Ground subsides in Houston area", *Civ. Eng.*, 24, N° 6, pp. 48-50.  
 Poland, J. F. (1958), "Land subsidence due to ground-water development", *ASCE J. Irr. and Drainage Div.*, 84, Paper, 11 pp.

### ART. 60 ASENTAMIENTOS CAUSADOS POR LAS VIBRACIONES

#### *Factores que determinan la magnitud del asentamiento*

Toda estructura fundada en un suelo no cohesivo puede llegar a sufrir asentamientos excesivos si el suelo se halla sujeto a vibraciones provenientes de maquinarias, tránsito, hinca de pilotes, explosiones o terremotos. El asentamiento que las vibraciones producen en una fundación sobre arcilla es, por el contrario, comúnmente tan pequeño que, cualquiera sea el caso, es poco probable que llegue a ser el origen de inconvenientes serios. Esta diferencia tan notable entre el efecto que las vibraciones producen en arena y en arcilla ya se hizo resaltar cuando se trataron los métodos para compactar terraplenes (artículo 50). A causa de su sensibilidad a las vibraciones, la arena se compacta en forma más efectiva con equipos vibradores, mientras que la arcilla solo puede compactarse con fuerzas estáticas. Hasta el presente no se tiene conocimiento de que, como consecuencia del efecto de las vibraciones, se hayan producido asentamientos importantes en alguna fundación sobre arcilla, de modo que al estudiar este efecto solo se tienen en cuenta las fundaciones en arena.

En el artículo 19 se demuestra que en arena el asentamiento originado por una carga pulsátil es muchas veces mayor que el que produce la acción estática del valor máximo de dicha carga. Para un valor máximo dado, el asentamiento depende de la frecuencia de las pulsaciones. Los asentamientos más grandes se producen para frecuencias comprendidas entre 500 y 2500 impulsos por minuto. Como el número de revoluciones de las turbinas a vapor y de los turbogeneradores se encuentra comprendido en dicho intervalo, el efecto que el funcionamiento de estas máquinas produce sobre el asentamiento es particularmente notable.

#### *Ejemplos de asentamientos debidos a las vibraciones*

Los ejemplos que siguen ilustran sobre la magnitud de los asentamientos que pueden originar las vibraciones de máquinas. En Alemania, una planta de manipulación de carbón de 50 × 20 metros contenía trituradores de carbón montados sobre bloques de hormigón de 3 × 3 metros. El edificio

descansaba sobre zapatas apoyadas en un manto de arena bastante densa, de un espesor que variaba entre 18 y 39 metros, y transmitía una presión de solo  $1,4 \text{ kg/cm}^2$ , un valor muy moderado para el material. A pesar de estas circunstancias, los asentamientos diferenciales alcanzaron tales proporciones que el edificio resultó severamente dañado y tuvo que ser recalzado. En otra localidad, en una usina fundada en arena y grava bastante densa, se instalaron turbogeneradores cuyo número de revoluciones era igual a 1500 por minuto. Como consecuencia, el asentamiento máximo de las fundaciones, un año después de entrar en funcionamiento la usina, sobrepasó los 30 centímetros.

La frecuencia de las vibraciones producidas por el tránsito puede tener carácter periódico. La experiencia ha indicado que la exposición continua a tales vibraciones suele traer aparejados asentamientos considerables. En Holanda, se ha observado que los edificios nuevos, situados sobre caminos viejos, normalmente se inclinan hacia el lado opuesto al camino. La causa de esta inclinación deriva del hecho de que las vibraciones originadas por el tránsito han compactado el subsuelo del lado que da al camino, mientras que la arena de la parte trasera del edificio está todavía en su condición original. En Berlín, en 40 años de funcionamiento, algunas de las fundaciones del ferrocarril elevado sufrieron asentamientos que alcanzaron hasta 35 centímetros. Estas fundaciones descansaban sobre arena bastante densa y fueron proyectadas para una presión admisible del suelo de  $3,5 \text{ kg/cm}^2$ . En Munich, donde, la mayoría de los edificios apoyan sobre 6 metros de arena y grava densa que descansa sobre roca, el aumento en la intensidad del tránsito de camiones causó asentamientos de tal magnitud que varias calles tuvieron que cerrarse a dicho tránsito pesado. En un período de 10 años, el daño causado a las estructuras adyacentes alcanzó a aproximadamente 1.500.000 dólares.

La hincia de pilotes puede también originar el asentamiento de áreas adyacentes. La frecuencia de los golpes que aplican los martillos convencionales está muy por debajo de la que corresponde a la resonancia, pero cada golpe da lugar a una serie de vibraciones en el suelo que alcanza dicha frecuencia. En un caso se instalaron 100 pilotes en un depósito de arena y grava tan suelto que podían hincarse sin inyección pilotes de una longitud de hasta 15 metros. Dentro del área ocupada por los pilotes, la superficie del terreno se hundió 15 centímetros. El asentamiento disminuyó con la distancia al borde de dicha área hasta alcanzar a los 15 metros un valor de 3 milímetros.

Los terremotos intensos y prolongados han causado asentamientos espectaculares de la superficie de depósitos no cohesivos, aun en los casos en que la licuación no ha sido un factor interviniente. En los valles aluviales de la península de Kenai en Alaska la superficie se hundió hasta un metro y medio durante el sismo del viernes santo de 1964 y los asentamientos diferenciales dañaron seriamente los caminos, ferrocarriles y edificios. No obstante, aun durante un terremoto de muy poca intensidad ocurrido en Viena, se observó que un elevador de granos con un ancho de 15 metros y una altura de 24 metros se había asentado 4,3 centímetros más de un lado que

del otro. El valor del asentamiento máximo absoluto no se conoce. El elevador estaba fundado sobre pilotes cónicos cortos, embebidos en arena fina acuífera bastante densa. La carga era de 4 kg/cm<sup>2</sup> por unidad de superficie cubierta por el elevador y cuando éste se llenó por primera vez el asentamiento resultó prácticamente uniforme y solo alcanzó a 5 milímetros.

El efecto que ejercen las explosiones es algo similar al que produce un terremoto débil. El mayor daño atribuible a las explosiones no proviene, empero, de los asentamientos sino de movimientos transitorios del terreno y de la sacudida emergente del golpe de aire.

De vez en cuando, la hinca de pilotes y el uso de explosivos origina quejas o juicios por daños, en cuyo caso el ingeniero debe actuar como perito y dictaminar si la acción emprendida está justificada o no. Los ejemplos que se dan a continuación indican un método de investigación que elimina la ecuación personal.

En el primer caso, el dueño de una casa hizo una demanda diciendo que las vibraciones originadas por la hinca de pilotes estaban dañando su estructura. Para comprobar la validez de la demanda, se hizo pasar frente a la casa un camión cargado del tipo más pesado a la máxima velocidad permitida. Se hicieron observaciones sismográficas en aquellos puntos de la casa en los que el dueño decía que las vibraciones eran más intensas, observaciones que se repitieron durante las operaciones de hinca de pilotes. Los resultados indicaron que las vibraciones causadas por la hinca de pilotes eran débiles comparadas con las causadas por el camión. Como el dueño de la casa no podía poner objeciones a vibraciones que eran menores que las causadas por camiones que pasasen frente a su casa a la máxima velocidad permitida, su demanda de indemnización fue desestimada.

En el segundo caso, un propietario interpuso quejas contra el uso de explosivos en las cercanías de su casa y se hizo nuevamente un experimento similar con un camión. Después se dispararon cargas experimentales de explosivos y se observaron las vibraciones producidas en la casa. Al contrastista se le dio permiso para utilizar cargas de explosivos que no fuesen mayores que las que produjeron vibraciones equivalentes a las originadas por el camión.

Los asentamientos de las fundaciones de máquinas se pueden reducir en forma muy efectiva evitando las frecuencias para las cuales se produce la resonancia. Con el conocimiento adquirido hasta el presente (Barkan, 1962; Lysmer y Richard, 1966), se pueden realizar cálculos bastantes fehacientes de las frecuencias resonantes de sistemas simples, pero las complejidades de las instalaciones actuales son comúnmente tan grandes que se necesitan simplificaciones radicales para concretar los cálculos de modo que, a pesar de que se tomen todas las precauciones del caso, siempre se pueden producir condiciones indeseables de resonancia. Para cubrir esta eventualidad se han probado varios procedimientos para alterar, de ser necesario, la frecuencia resonante del sistema construido, entre los que se incluyen el descenso del nivel freático, aumento de peso de la base de fundación e inyección de productos químicos en el subsuelo granular. En algunos casos estos procedimientos han sido altamente exitosos, pero en muchos otros no

han tenido utilidad. Por ello, el proyecto cuidadoso de máquinas para reducir las fuerzas no balanceadas es de importancia capital en este aspecto.

No existen procedimientos de aplicación general para reducir la influencia que puedan ejercer las vibraciones que llegan al subsuelo de una estructura desde una fuente externa. Un método consiste en rodear la estructura con una zanja profunda.

Las paredes de la zanja deben, de preferencia, no ser entibadas, y si el espacio disponible es tan limitado que la zanja debe hacerse con paredes verticales apuntaladas entre sí, los puntales deben proyectarse de modo que no transmitan las vibraciones de una a otra pared de la zanja. Las observaciones efectuadas hasta el presente indican que las zanjas de protección tienen máxima eficacia cuando la frecuencia de las vibraciones es alta.

#### Lecturas seleccionadas

- Crandell, F. J. (1949), "Ground vibration due to blasting and its effect upon structures", *J. Boston Soc. Civil Engrs.*, 36, pp. 245-268. Reprinted in *Contributions to soil mechanics 1941-1953*, *Boston Soc. Civil Engrs.*, 1953, pp. 206-229.
- Gnaedinger, J. P. (1961), "Grouting to prevent vibration of machinery foundations", *ASCE J. Soil Mech.*, 87, N° SM2, pp. 43-54.
- Barkan, D. D. (1962), *Dynamics of bases and foundations*. Traducido al ruso por L. Drashevskaya, New York, McGraw-Hill, 434 pp.

## Capítulo 11

### PRESAS Y FUNDACIONES DE LAS PRESAS

#### ART. 61 PRESAS DE TIERRA

##### *Requerimientos para un proyecto satisfactorio*

El proyecto de una presa o dique de tierra debe ser adaptado a los materiales de construcción disponibles. Como en la mayoría de los lugares es posible obtener tanto materiales impermeables como materiales permeables, la presa se proyecta disponiendo una zona central relativamente impermeable, conocida como núcleo, y dos zonas laterales permeables que proveen la estructura resistente necesaria para la estabilidad de la obra. Este tipo de presas se conoce como *presas heterogéneas*. Las cantidades de material a disponer en las distintas zonas que constituyen una presa heterogénea vienen determinadas principalmente por consideraciones de orden económico. Un dique formado casi exclusivamente de arcillas puede ser provisto de un delgado filtro central que mantenga la mitad agua abajo de la presa en un estado permanentemente drenado. Por otro lado, para obtener estanqueidad, una presa construida enteramente de materiales permeables debe contener una pared o núcleo impermeable. En muchas de las antiguas presas de tierra este núcleo estaba formado por gruesas paredes de hormigón simple. La experiencia ha ido mostrando, sin embargo, que pocas de estas paredes, si es que alguna lo hizo, sirvió su propósito, porque se agrietaron debido a la deformación lenta o fluencia lateral desuniforme del suelo que las sostenía. Solo las paredes delgadas, adecuadamente armadas, tienen probabilidad de permanecer razonablemente intactas.

Toda vez que se debe construir una presa sobre sedimentos permeables, el proyecto exige disponer de una estimación del valor límite superior admisible de la pérdida de agua a través del subsuelo. Esta estimación puede realizarse utilizando una red de filtración apoyada en determinaciones del coeficiente de permeabilidad obtenidas de ensayos de bombeo y de ensayos de laboratorio. Si la pérdida estimada excede un volumen mayor del admisible, teniendo en cuenta las funciones a cumplir por la obra, la presa debe suplementarse con algún tipo de cortina impermeable o bien con una solera impermeable dispuesta hacia agua arriba.

Una presa de tierra puede fallar debido al paso del agua sobre su cresta, una rotura de uno de sus taludes, una rotura por expansión o bien por sifonaje. La falla por paso del agua sobre su cresta puede evitarse por medio de un vertedero proyectado con amplitud, prestando atención especial a los peligros de rápidos deslizamientos hacia el embalse de las laderas que lo

bordean, y a una generosa revancha en la altura de la presa. Las roturas de talud y las roturas por expansión se pueden evitar calculando la presa en la forma en que lo indican los artículos 36 y 52, y adoptando las medidas para que durante la construcción se realicen observaciones de su comportamiento, principalmente mediciones de las presiones de poros que se desarrollan en su masa. En realidad, la mayoría de las roturas de este tipo suelen producirse durante la construcción, provocan gastos no anticipados y demoras en la obra, pero no resultan catastróficas. Las roturas realmente catastróficas son aquellas debidas al sifonaje por erosión subterránea, pues ocurren sin ningún aviso previo cuando el embalse está lleno, con frecuencia muchos años después que el embalse fuera puesto por primera vez en operación. Produce la devastación en el valle situado agua abajo de la presa, circunstancia que impone, como primera y más importante condición a satisfacer en el proyecto de una presa, excluir la posibilidad de su rotura por sifonaje.

La erosión subterránea que produce la rotura por sifonaje siempre empieza con la aparición de manantiales u ojos de agua alimentados por el escurrimiento. Progresan en la dirección agua arriba hacia el embalse siguiendo la línea o las líneas de menor resistencia a la erosión. El mecanismo del proceso se describe en mayor detalle en el artículo 63. Las líneas de menor resistencia pueden estar situadas a lo largo de conductos de evacuación, a través de grietas producidas en el núcleo impermeable de la presa, en zonas de material impermeable inadecuadamente compactado que están apoyadas sobre superficies accidentadas, o en zonas susceptibles a la erosión situadas dentro del subsuelo. La erosión a lo largo de los conductos de evacuación puede prevenirse adecuadamente disponiendo collares, juntas flexibles y una cuidadosa compactación del terraplén en contacto con los conductos. El sifonaje a través de grietas que cortan el núcleo impermeable puede prevenirse con el uso de gruesas capas de transición a lo largo de ambas caras extremas del núcleo, tanto agua arriba como agua abajo.

El sifonaje a lo largo de superficies accidentadas en contacto con la roca madre puede evitarse con una compactación adecuada. Las únicas líneas a lo largo de las cuales la resistencia contra el sifonaje no se puede aumentar por medio de un proyecto y una construcción cuidada de la presa son aquellas situadas en el subsuelo, cuya resistencia depende de detalles desconocidos de la estructura de estratificación. La posibilidad de una rotura por sifonaje debido al escurrimiento del agua a través del subsuelo, solo puede eliminarse con un drenaje profundo adecuado y otras providencias que impiden la remoción de partículas sólidas de la masa del subsuelo. Si estas condiciones no se satisfacen, la teoría del sifonaje (artículo 24) puede conducir a conclusiones engañosas.

### ***Cortinas y soleras impermeables***

Si buena parte o toda la base de una presa está situada sobre sedimentos permeables, el agua escapa del embalse por escurrimiento subterráneo. Cuando se estima que esta pérdida puede resultar excesiva, debe reducirse

por medios artificiales, como cortinas impermeables construidas en el terreno, cortinas obtenidas por la colmatación de los poros del suelo permeable con la inyección de un material impermeable, o bien disponiendo para el mismo efecto de una solera impermeable agua arriba. Cuando la presa forma parte de un desarrollo hidroeléctrico con gran altura de caída puede resultar económicamente justificable recoger el agua escurrida y bombearla de vuelta al embalse durante los períodos de baja demanda en los que sobra energía.

Según cuales sean la profundidad y la permeabilidad de los sedimentos y dependiendo de la pérdida de agua que se considere tolerable, las cortinas impermeables instaladas en el terreno se extienden sobre todo el espesor del sedimento hasta alcanzar los materiales impermeables inferiores (cortina completa), o se termina a una profundidad situada entre la base de la presa y el límite superior de la formación impermeable (cortina parcial). Estas cortinas pueden consistir en zanjas o trincheras con taludes verticales o inclinados llenos de arcilla, paredes de hormigón simple, tablestacas, o en filas continuas de pilotes hormigonados en sitio y secantes entre sí. Como resultado de la construcción de la cortina, la elevación piezométrica inmediatamente agua arriba de la misma excede la correspondiente elevación inmediatamente agua abajo en una cantidad  $h'$ . La eficiencia de la cortina puede expresarse convenientemente por la relación:

$$E = \frac{h'}{h} \quad (61.1)$$

en la cual  $h$  es la carga total, igual a la diferencia entre la elevación del nivel de agua a embalse lleno y el nivel de descarga. Durante el proyecto,  $E$  se estima con la ayuda de una red de filtración (artículo 23), en la hipótesis de que la cortina es perfectamente impermeable. Para cortinas completas perfectamente impermeables,  $E = 100\%$ .

La eficiencia real no puede determinarse hasta que el embalse se ha llenado por primera vez y solo en base a los resultados de lecturas efectuadas en pozos de observación situados inmediatamente agua arriba y agua abajo de la cortina. En muchos casos estas observaciones han mostrado que la eficiencia real es mucho menor de la que anticipara el proyectista. La magnitud de la diferencia entre los valores reales y estimados de  $E$  depende del tipo y de la profundidad de la cortina, de las condiciones del subsuelo y de la calidad del trabajo realizado, como reflejo este último de la idoneidad del personal del contratista. Por ello, en la selección del tipo de cortina deben considerarse todos estos factores.

El único tipo de cortina cuya eficiencia puede controlarse efectivamente por una supervisión escrupulosa es la cortina de arcilla construida en una excavación con taludes inclinados. No obstante, antes de la construcción, las condiciones del subsuelo en el fondo de la excavación solo se conocen en algunos puntos. Por ello, las especificaciones para preparar la base de la cortina y colocar la parte inferior del material arcilloso pueden requerir modificaciones radicales después que se ha abierto la zanja y

observado su fondo. Tales modificaciones fueron necesarias, por ejemplo, en el dique Mammooth Pool (Terzaghi, 1962). La profundidad hasta la cual la cortina de arcilla es preferible respecto a los otros tipos depende en gran medida de consideraciones económicas.

Todos los otros tipos de cortinas pueden resultar defectuosos, a pesar de una supervisión escrupulosa. Para cualquiera de ellas, la diferencia entre la eficiencia real y la calculada aumenta a medida que lo hace la profundidad. Bajo condiciones desfavorables la eficiencia real puede ser tan baja como para tornar la cortina impermeable prácticamente inefectiva.

Por ejemplo: aun cuando un tablestacado esté intacto no resulta impermeable debido a las pérdidas que se producen en las uniones entre tablestacas. Pero, además, estas uniones pueden romperse debido a defectos en el acero o bien a que durante la hinca una o varias tablestacas se encuentren con un obstáculo. Una vez que se ha partido una unión, el ancho de la abertura aumenta rápidamente con el aumento de la profundidad y puede adquirir grandes dimensiones. En efecto, este tipo de abertura ha sido encontrada con frecuencia en excavaciones a cielo abierto practicadas dentro de recintos cerrados por tablestacas. Por ejemplo, el lugar correspondiente a dos dársenas de carena fue rodeado por una ataguía o "cofferdam" celular formado con tablestacas de 23 m de largo que fueron hincadas hasta una profundidad de 15 m dentro de una arcilla calcárea dura que no contenía obstáculos. No obstante, cuando se desagotaron las dársenas se descubrió que 4 de las tablestacas habían saltado de su engarce a partir de una profundidad menor de 1,50 m por debajo de la superficie de la arcilla. El número de roturas de engarce situadas a mayor profundidad es desconocido (Fitz Hugh et al., 1947). La medición de la eficiencia de cortinas completas de tablestacas construidas debajo de varios de los grandes diques del río Missouri, mostró que su eficiencia podría llegar a ser solo del orden del 10 %, a pesar de que las tablestacas fueron hincadas hasta penetrar dentro de un esquisto (Lane y Wohlt, 1961).

Si se hincan tablestacas metálicas hasta llegar a una roca dura con una superficie despareja puede quedar una fila continua de aberturas triangulares situadas entre el extremo inferior de las tablestacas y la roca, o bien las tablestacas pueden doblarse formando rizos en su parte inferior si éstas se hincan demasiado fuerte. Los defectos de este tipo se pueden evitar instalando cortinas formadas por filas de pilotes hormigonados en sitio que se intersectan entre sí, los que se construyen practicando perforaciones de un diámetro comprendido entre 60 y 75 cm que se hacen penetrar adecuadamente dentro de la roca. La cortina más profunda de este tipo instalada hasta 1963 está situada debajo de la ataguía agua arriba del desarrollo Manicouagan V en Quebec, Canadá. Se extiende hasta una profundidad de 75 m cruzando sedimentos fluviales que contienen grandes piedras (Jacobus, 1963). Las observaciones piezométricas han demostrado que es prácticamente impermeable. En esta obra, la tolerancia máxima para la desviación respecto a la vertical de cualquier perforación era de 15 cm. No obstante, en este tipo de construcción, a medida que aumenta la profundidad se hace más difícil impedir que las perforaciones salgan fuera de

plomo, de manera que si por esta razón la distancia fijada entre dos pilotes adyacentes aumenta más allá de unos 30 cm. los pilotes pueden quedar separados dejando una abertura.

La exitosa construcción de una cortina de cualquier tipo, excluida la zanja rellena de arcilla, en un lugar determinado, no es indicación de que este mismo tipo no va a ser casi inefectivo en otro lugar por razones que están más allá del control del proyectista, como la idoneidad del técnico asignado al trabajo por el contratista. La literatura ingenieril contiene descripciones de una gran cantidad de cortinas impermeables de todos tipos, pero muy pocas de ellas incluyen una información adecuada respecto a los valores de  $E$  obtenidos. En realidad es muy poco probable que las determinaciones de  $E$  que resulten desfavorables lleguen a ser publicadas. Por ello el lector puede obtener la impresión errónea de que la mayoría de las cortinas fueron exitosas y que las fallas de las cuales puede haber oído fueron causadas únicamente por una supervisión inadecuada.

Las cortinas inyectadas se obtienen llenando, dentro de la zona correspondiente, los vacíos de los sedimentos con cemento, arcilla, productos químicos o una combinación de estos materiales. Hasta aproximadamente 1925, la sustancia inyectada consistía casi invariablemente en cemento puro. Pero, el cemento puro no penetra los vacíos de un material granular, a menos que su tamaño efectivo  $D_{10}$  exceda de los 0,5 mm si el material está suelto, o de 1,4 mm si está denso, condiciones éstas que raramente se satisfacen. Por ello, a pesar de que algunas pocas cortinas así construidas fueron exitosas y muy publicitadas, la mayoría resultaron defectuosas y su comportamiento mantenido, dentro de lo posible, en forma confidencial. En 1925, Joosten patentó un procedimiento para solidificar e impermeabilizar por inyecciones sucesivas de soluciones de silicato de sodio y cloruro de calcio. El procedimiento se usa todavía, aun cuando su costo es comúnmente prohibitivo para grandes cortinas. Siguió un período de experimentación, realizado principalmente en Francia, que culminó con la práctica de inyectar mezclas de cemento y arcilla en proporciones variadas con la adición ocasional de productos químicos que actúan usualmente como defloculantes. Más recientemente se han desarrollado algunas soluciones como el AM-9 que se polimeriza en los vacíos y los obtura, soluciones éstas que son todas muy onerosas\*. Un aspecto esencial de todos los procedimientos es la inyección sucesiva, comúnmente desde una misma perforación, de las zonas progresivamente más finas del depósito. Como no puede hacerse penetrar la inyección dentro de los materiales más finos mientras existen disponibles zonas más permeables, se tratan primero los materiales gruesos, usualmente utilizando mezclas más gruesas y menos costosas y luego se cubren las partes más finas con fluidos menos viscosos.

\* Para impermeabilizar un pequeño volumen de arena fina situada debajo de una zapata de un muro de ala del tramo frontal de hormigón se utilizó en el dique de Río Hondo sobre el río Dulce en Argentina un gel duro formado por una resina resorcínica metaestable. Véase Moretto O.: "Contribución de la mecánica de suelos al desarrollo de las obras hidráulicas", Rev. Construcciones, N° 209, Bs. As., 1968. (N. de T.)

Ensayos en gran escala ejecutados en los sedimentos fluviales de los diques de Aswan, Serre Ponçon y Mangla han conducido a la conclusión de que el coeficiente de permeabilidad de los sedimentos inyectados se coloca en el intervalo situado entre  $10^{-4}$  y  $10^{-6}$  cm/seg cualquiera sea el coeficiente de permeabilidad del sedimento no tratado (Wafa, 1961; Guelton et al., 1961; Skempton y Cattin, 1963).<sup>\*</sup> Sobre la base de estos valores puede determinarse el espesor de cortina inyectada necesaria para limitar el valor de la pérdida por escurrimiento al máximo tolerable.

Un ejemplo reciente de la exitosa aplicación de las técnicas de inyección es la cortina del dique Karl Terzaghi en la Columbia Británica del Canadá. Se practicaron cinco filas de perforaciones hasta una profundidad máxima de unos 150 m, con un espaciamiento de 3 m. La desviación media de las perforaciones respecto a la vertical fue del 1,7 % y el máximo del 4,2 %. En las filas exteriores el material inyectado fue cemento puro. La segunda y cuarta fila fueron inyectadas con cemento y arcilla en proporciones variadas, y la fila central con una mezcla de cemento, arcilla y una pequeña cantidad de productos químicos. El coeficiente de permeabilidad del sedimento después de inyectado fue de  $2 \times 10^{-4}$  cm/seg, y el valor medido de  $E$  excedió del 90 %.

Cualquiera sea el tipo de cortina de inyección, éstas presentan uno o más defectos que deben considerarse. Se desconocen el tamaño y la situación de aquellas partes de los sedimentos tratados que pudieron no haber sido penetrados por la inyección, con el peligro de que si una capa de arena muy fina no tratada cruza, por ejemplo, la cortina, el agua escurre a través de la misma bajo un alto gradiente y puede llegar a erosionar una abertura. Por otro lado, la mayoría de las inyecciones químicas son extremadamente compresibles, de modo que las presiones de filtración de larga duración pueden llegar a agujerear la cortina. Los resultados durante las operaciones de inyección dependen en un grado demasiado grande de la habilidad y experiencia del personal que realiza el trabajo. Por ello en obras importantes deben realizarse ensayos en gran escala aun cuando éstos no pro-

\* Véase también Micucci, Scolaro, Bolognesi y Moretto - "Dique Los Nogales - Eficiencia de la pantalla" - IV Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones, San Juan, Puerto Rico, 1971. Se muestra que el tratamiento de una masa de 48,500 m<sup>3</sup> de aluvión fino con una mezcla de limo o arcilla y cemento, con pequeñas cantidades de bentonita y silicato de sodio, permitió disminuir unas cien veces su permeabilidad original hasta obtener un coeficiente medio de permeabilidad de  $k = 5 \times 10^{-4}$  cm/seg. Se inyectaron tres filas de perforaciones dispuestas en tres bolillos, distanciadas 2 m entre sí. Primero se practicaron las perforaciones de las filas exteriores y se inyectaron con una mezcla de suelo del lugar inmediato a la obra —un limo que fue previamente tratado para eliminarle por decantación las partículas más gruesas— cemento, bentonita y silicato de sodio, en una mezcla en peso de 82,5 % de limo tratado, 15 % de cemento Portland normal, 1,5 % de bentonita, 1 % de silicato de sodio neutro, adoptando una relación agua: materiales totales de 2 en la primera pasada de inyección y de 3 en la segunda. El tratamiento se terminó inyectando la fila interior con una mezcla más fina, constituida de arcilla plástica defloculada, proveniente de un yacimiento situado a cierta distancia de la obra, y supercemento de molienda fina en una mezcla de 89 % de arcilla defloculada y 11 % de supercemento, adoptando una relación agua: materiales totales de 7,7. (N. del T.)

porcionen ninguna información respecto al comportamiento de la cortina a largo plazo.

Para reducir la pérdida a través de sedimentos de gran espesor, como alternativa de la cortina de inyección, debe considerarse una solera impermeable construida agua arriba de la presa. Su única función es aumentar la longitud del recorrido, que debe realizar el agua para pasar desde el embalse al punto de salida más cercano, de modo de reducir el gradiente hidráulico medio. La eficacia depende, en gran parte, de la relación entre los coeficientes de permeabilidad de los sedimentos en las direcciones horizontal y vertical. Esta relación es casi siempre desconocida, aunque se sabe que es bastante grande (artículos 11 y 45). No obstante, si la pérdida de agua se estima en la hipótesis de que la relación es igual a la unidad y el valor de  $K$  representa la permeabilidad en sentido horizontal, la cantidad estimada constituye un límite superior.

El lecho de muchos embalses está cubierto de una capa superior que es menos permeable que los sedimentos inferiores, pero que ha sido removida localmente por la erosión fluvial o debe ser excavada cerca del dique para permitir la construcción. Con frecuencia, la efectividad de una solera impermeable puede ser grandemente incrementada reparando los defectos conocidos de dicha capa superior y uniéndola a la solera impermeable natural. Este procedimiento demostró ser altamente beneficioso en el dique Vermilion en California (Terzaghi y Leps, 1960). En muchos embalses la pérdida de agua disminuye con el tiempo debido al depósito de limo en su fondo.

### ***Previsiones para el drenaje***

El agua que escapa del embalse a través del subsuelo y de las aberturas que existiesen en la cortina impermeable emerge a la superficie en forma de manantiales agua abajo de la parte impermeable de la presa. La posición de los manantiales es desconocida antes que el embalse se llene por primera vez. No obstante, la erosión subterránea iniciada en estos manantiales puede conducir a una rotura por sifonaje. Para eliminar el riesgo, la parte permeable agua abajo de la presa debe establecerse sobre un filtro invertido, y cualquier manantial que emerja al pie de presa debe ser cubierto con tal tipo de filtro. Sin embargo, si el subsuelo contiene una capa impermeable que termina debajo de la presa, la presión del agua en la parte inferior de esta capa puede levantar los sedimentos superiores cerca del pie de la obra y conducir también a su rotura por sifonaje. Esta posibilidad puede investigarse por medio de observaciones sistemáticas de las presiones de poros que se desarrollan en el subsuelo, cerca del pie de la obra, durante las primeras épocas del llenado del embalse. Si las observaciones de las presiones de poros no se pueden realizar antes de llenar el embalse, o bien, si investigadas se demuestra que son peligrosas, se deben instalar pozos de alivio en la vecindad del pie de la presa. Estos sirven al doble propósito de aliviar el exceso de presiones hidrostáticas por debajo de

la zona ocupada por la presa y de secar o, por lo menos, reducir la descarga de los manantiales.

Los pozos de alivio se proyectan para que descarguen agua sin sólidos en suspensión. Habitualmente se espacian entre 15 y 30 m y se construyen con elementos adecuados para medir la descarga. Se instala un pozo de observación entre cada par de pozos de alivio adyacentes. A medida que pasa el tiempo, la descarga de los pozos de alivio puede disminuir por una o varias razones: el embalse se puede estar colmatando con limo; lo mismo puede ocurrir con los pozos de alivio; o bien las cribas del pozo obstruirse con depósitos de productos químicos o como consecuencia de la corrosión. Si la disminución de la descarga se debe a la colmatación del embalse, los niveles de agua en los pozos de observación, para embalse lleno, descienden. En todas las otras circunstancias, ascienden. La descarga excesiva de limo debe ser prevenida sellando cualquier capa o lente de limo que aparezca durante la instalación de los pozos de alivio. Las acumulaciones menores de limo deben ser lavadas periódicamente. Por esta razón y para permitir el remplazo de las cribas deterioradas, es conveniente prever un fácil acceso a los pozos de alivio. Si las observaciones realizadas durante los primeros años que siguen al primer llenado del embalse indican que la presa hubiese sido segura aun sin los pozos de alivio, su vigilancia y mantenimiento pueden ser discontinuados.

El proyecto y la construcción de pozos de alivio para el control del exceso de presiones debajo de presas permanentes han sido desarrollados en alto grado por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de Estados Unidos en las obras de los sistemas de los ríos Misisipi y Misuri. Han llegado a constituir una parte integral del proyecto de estructuras de gran magnitud como el dique de Randall (Thorfinnson, 1970).

### ***Consecuencias del asentamiento***

La construcción de una presa de tierra va siempre asociada con y seguida del asentamiento diferencial de su cresta y de sus taludes. Si el material de fundación es roca, los asentamientos provienen casi exclusivamente de una compresión del cuerpo de la presa. Su importancia y los efectos que éstos tienen en el comportamiento de la presa dependen del proyecto y del procedimiento utilizados durante la construcción. Normalmente resultan sin cuidado. No obstante, bajo condiciones desfavorables pueden ser causantes de la formación de grietas abiertas a través de la sección impermeable de la presa. En valles angostos, por ejemplo, tales grietas se han producido por la tendencia del núcleo impermeable a apoyarse en las laderas del valle. En valles anchos, durante la construcción se deja con frecuencia abierta una parte del cierre para permitir el paso del río, mientras la presa se completa a cada lado de la misma. En estas instancias, el agrietamiento puede tener como causa la tendencia de la parte del cierre dejada para el final a colgarse de las porciones adyacentes terminadas antes. También se han desarrollado grietas cerca de un corte brusco en el talud de una ladera.

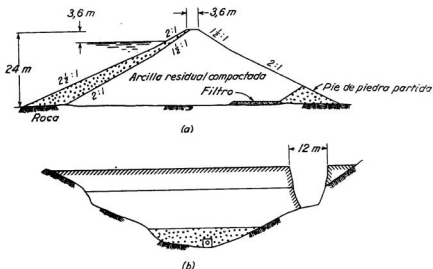


Fig. 61.1. (a) Sección transversal y (b) vista desde agua abajo de la presa Stockton Creek, en California. Rotura por sifonaje causada por el asentamiento diferencial en correspondencia con una ladera empinada (según Sherard, 1953).

En California, la presa Stockton Creek parece haber fallado inmediatamente después de su construcción en 1950 como consecuencia del sifonaje a través de una grieta causada por un asentamiento diferencial (Sherard, 1953). La presa (figura 61.1) estaba constituida por un terraplén homogéneo de arcilla residual derivada de la descomposición de un esquistos anfibolítico, que fue compactado en capas de 15 cm de espesor hasta alcanzar una altura de 24 m. El pie del talud agua abajo, formado por un enrocado, se suplementó con un filtro horizontal. En noviembre de 1950, seis meses después de terminado, cuando el embalse fue llenado por primera vez, el agua rompió a través de la presa creando una abertura en las cercanías de la ladera izquierda. La abertura tenía unos 12 m de altura, un ancho de 12 m en la parte superior y de 6 metros en la parte inferior.

Una vez que se ha iniciado la formación de una grieta por debajo del nivel del embalse, el agua entra a presión y la ensancha por empuje y erosión. Aun cuando la formación de grietas no puede siempre ser evitada, particularmente en las regiones sísmicas, la posibilidad de consecuencias destructivas puede eliminarse estableciendo zonas de transición generosamente dimensionadas a ambos lados de la parte impermeable de la presa.

Después que se ha completado la construcción de un dique, su cresta continúa asentándose a un ritmo decreciente. El asentamiento disminuye desde un máximo, en correspondencia con la porción más alta de la presa,

hasta cero en ambos extremos. Para conservar la revancha y mejorar la apariencia de la presa, se llega con el nivel de la cresta hasta una altura que compense el asentamiento anticipado. Para diques bien compactados de altura moderada, el asentamiento de la cresta después de completado el terraplén raramente excede el 0,25 % de la altura de la presa.

Si la presa descansa sobre sedimentos, el asentamiento de la cresta y de los taludes aumenta debido a la compresión de los materiales de fundación producido por el peso de la misma y por el agua almacenada. Las condiciones más severas se encuentran cuando los depósitos sedimentarios contienen espesos lentes o capas de arcilla. En semejantes lugares no es raro que los asentamientos lleguen a magnitudes de varios metros. Bajo estas circunstancias, además de un análisis conservador de la estabilidad, el proyecto debe contemplar como pasos esenciales la determinación de las características de consolidación de los estratos de arcilla existentes en ese lugar y la construcción de curvas de iguales niveles de asentamientos anticipados para la base de la presa. Los cálculos deben basarse en las hipótesis más desfavorables compatibles con los resultados de los ensayos de laboratorio.

En realidad, las características de consolidación de los depósitos naturales de arcilla siempre varían entre límites bastante amplios. Por ello no es de esperar que las curvas reales de iguales asentamientos finales resulten idénticas con las calculadas. No obstante, los resultados de los cálculos informan al proyectista de una manera general respecto a las distorsiones que es dable esperar en la obra y lo ayudan a visualizar donde se pueden desarrollar los efectos más serios sobre la estructura propuesta. Así puede tornarse evidente que el núcleo impermeable se va a agrietar de una manera inevitable, que aquellas cortinas que no estén formadas por zanjas llenas de arcilla pueden llegar a deformarse y aun dañarse por las presiones laterales no balanceadas producidas por el agua o que la cresta puede llegar a asentarse sustancialmente.

Resulta obvio que el comitente no puede esperar que una presa construida en un lugar semejante resulte perfectamente estanca. No obstante, es siempre posible estimar antes de iniciar la construcción cuál va a ser la máxima cantidad de agua que va a escurrir a través de la presa. Si esta cantidad es compatible con el propósito de la obra, la presa puede siempre proyectarse de tal manera que no falle. La presa Karl Terzaghi de Canadá, con una altura de unos 50 m, es un ejemplo ilustrativo. Está situada encima de sedimentos muy permeables que contienen lentes de arcilla normalmente consolidada y excepcionalmente compresible con un espesor máximo de 24 m. Dos años después de llenado el embalse, el asentamiento de la base del dique había ya oscilado entre 0 y más de 4,50 m. La pérdida de agua por escurrimiento no superó sin embargo unos 200 l/seg. La presa fue proyectada de tal manera que una rotura local no llegase a dañar su integridad (Terzaghi y Lacroix, 1964).

En los lugares donde existen en el subsuelo depósitos de loess se pueden producir condiciones que conducen a asentamientos excepcionales (Cleven-

ger, 1958).<sup>\*</sup> En las regiones semiáridas con materiales de fundación formados de sedimentos relativamente poco cohesivos, que nunca han sido totalmente saturados, ocasionalmente se han producido severos asentamientos, asociados con la formación de grietas a través del núcleo permeable, después de llenar el embalse (Marsal, 1960).

### Lecturas seleccionadas

Los tratados generales que siguen contienen mucha información relativa a los detalles de proyecto y la construcción.

U. S. Bureau of Reclamation (1960), "*Design of small dams*", Washington, D.C., 725 págs.  
U. S. Bureau of Reclamation (1963), "*Earth manual*", Washington, D. C., 783 págs.  
Sherard, Woodward, Gizienki y Clevenger (1963), "*Earth and earthrock dams*", Nueva York, John Wiley and Sons, 725 págs.

Además, los Anales de los Congresos sobre Grandes Diques contienen una gran variedad de artículos de mucho valor. Se realizaron en Estocolmo, 1963; Washington, D. C., 1936; Estocolmo, 1948; Nueva Delhi, 1951; París, 1955; Nueva York, 1958; Roma, 1961, Edimburgo, 1964.<sup>\*\*</sup>

Un estudio útil de los métodos de inyección encarado desde el punto de vista histórico fue presentado por Glossop, R. (1960): "The invention and development of injection processes", Parte 1: 1802-1850, *Geotechnique*, 10, N° 3, págs. 91-100; Parte 2: 1950-1960, *Geotechnique*, 11, N° 4, págs. 255-279.

## ART. 62 PRESAS DE ESCOLLERA

### Tipos de presas de escollera

El término *presa de escollera* se refiere a un dique en el cual la mayor parte de la presión ejercida por el agua embalsada se trasmite a la fundación a través de un escollorado. El material que lo forma consiste en fragmentos de roca sana obtenida de canteras por voladura, de las excavaciones para el vertedero o de los túneles. El peso de los mayores fragmentos puede variar entre unos 20 kg y unas 20 t. El material se deposita por tongadas con una altura que alcanza hasta varios metros, o bien puede ser desparramado y compactado en capas con un espesor considerablemente menor, que solo por excepción llega a un metro.

<sup>\*</sup> También existen depósitos limosos no saturados sin estructura loésica, aun cuando asimismo desmoronable. En estos casos, igual que en los primeros, conviene presaturar el suelo de fundación para que el asentamiento que va a originar el "colapso" de su estructura por saturación al llenarse el embalse se produzca durante la construcción. En la práctica se satura por inundación, sin que empero se alcance a desalojar todo el aire contenido en la masa del suelo. En el dique de Río Hondo, en Santiago del Estero, República Argentina, cuya margen derecha se presaturó inundando la fundación con aproximadamente 0,5 m<sup>3</sup> de agua por metro cúbico de suelo, el grado mínimo de saturación obtenido fue del orden del 70 %. No obstante, resultó suficiente para que prácticamente todo el asentamiento se produjera durante la construcción del terraplén. (Véase Moretto, O., "Contribución de la mecánica de suelos al desarrollo de las obras hidráulicas", Revista Construcciones, N° 209, Buenos Aires, sep-dic., 1967. (N. del T.)

<sup>\*\*</sup> Subsecuentemente ha habido congresos en Estambul, 1967, y Montreal, 1970. (N. del T.)

Los primeros diques de escollera se construyeron a mediados del siglo pasado en el oeste de Estados Unidos, durante el período de la colonización, cuando había pocos materiales de construcción disponibles que no fuesen trozos de roca y madera. La estructura estaba usualmente formada por un dique de escollera con taludes iguales al ángulo de reposo del material y una cubierta de madera colocada sobre el talud agua arriba que era sellada a la roca madre. Actualmente se utiliza una gran variedad de materiales de construcción en combinación con la escollera y, por consecuencia, las secciones transversales de las presas realizadas con este material varían desde aquellas que corresponden al tipo ancestral y las de un moderno dique de tierra heterogéneo. Se pueden establecer tres categorías: diques de escollera recubiertos aguas arriba con una membrana, dique de escollera con un núcleo impermeable inclinado y dique de escollera con núcleo impermeable central.

La membrana que sustituye el recubrimiento de madera del tipo ancestral está comúnmente constituida de hormigón armado. Algunas presas van provistas de un recubrimiento compuesto de capas de hormigón armado que

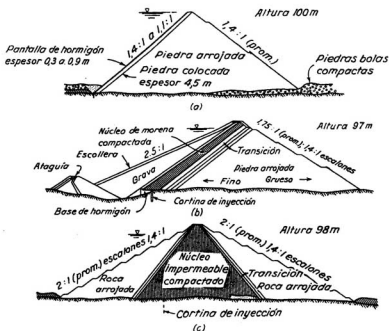


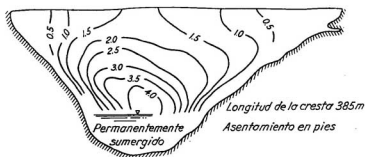
Fig. 62.1. Tipos de presas de escollera arrojada. (a) Dique Salt Spring, California, con el talud agua arriba revestido de hormigón. (b) Dique Kenney, Columbia Británica, con un delgado núcleo inclinado. (c) Dique Watanga, Tennessee, con un ancho núcleo central.

contienen otras de concreto asfáltico o una cama de drenaje; en otras el recubrimiento está construido enteramente de concreto asfáltico. Excepcionalmente se usan membranas de acero. El volumen ocupado por un núcleo impermeable inclinado puede constituir solo el 1 % del volumen total de la presa, mientras que para una con núcleo central, éste puede alcanzar hasta el 50 % de dicho volumen. La figura 62.1 provee ejemplos de las numerosas variedades de diques de escollera que se construyen. Desde el punto de vista del proyectista, la diferencia principal entre una presa de escollera moderna y un dique de tierra heterogéneo se encuentra en la magnitud y el tipo de las incertidumbres asociadas con la predicción del comportamiento de la obra y en la cantidad de atención personal que el dique requiere durante la construcción. Para el proyecto de un dique de tierra heterogéneo, por medio de ensayos de laboratorio se pueden determinar antes de la construcción las propiedades significativas de todos los materiales que intervienen y, para llevarlo a cabo, es posible establecer en las especificaciones a seguir en la construcción de la obra cuáles son las propiedades exigidas para dichos materiales. Por contraste, las propiedades significativas de las escolleras arrojadas, en particular su compresibilidad, no pueden ser determinadas por ensayos de laboratorio. Solo se conocen de una manera general, pudiendo variar sustancialmente, aun para materiales obtenidos de lugares poco distanciados entre sí en una misma zona de préstamos. Esta diferencia de propiedades puede, empero, tener una influencia muy importante en el comportamiento de la parte impermeable de la presa. Mas aún, los gradientes hidráulicos que provocan el escurrimiento del agua a través de la zona de contacto entre el terreno natural y la membrana impermeable o el núcleo pueden resultar muy altos, dependiendo sus consecuencias de detalles geológicos que nunca son conocidos antes de la construcción.

### ***Características tensión-deformación de las escolleras arrojadas***

Las escolleras arrojadas descansan comúnmente sobre la roca madre o sobre una capa de sedimentos fluviales, densos, más o menos incoherentes. La experiencia ha demostrado que la compresibilidad de la escollera arrojada es mucho mayor que la de tales sedimentos. Por otro lado, la escollera compactada en capas, aun cuando es algo más compresible que un terraplén granular compactado, se comporta esencialmente como un terraplén. Por ello, las presas de escollera compactadas se pueden proyectar de acuerdo con los principios enunciados en el artículo precedente, de modo que en éste solo se consideran las características tensión-deformación de las escolleras arrojadas.

La deformación de los taludes de las escolleras arrojadas depende de dos factores. Uno de ellos deriva del peso propio de la escollera, el otro de la presión del agua que actúa sobre la parte impermeable de la presa después que se ha llenado el embalse. La deformación instantánea producida por estas dos causas es seguida de una pequeña deformación adicional que progresa a un ritmo decreciente bajo tensión constante. La mecánica



**Fig. 62.2.** Curvas de igual desplazamiento o deformación, medida normalmente al plano del talud, del revestimiento de hormigón del dique Salt Springs (fig. 62.1a) durante el primer ciclo de llenado, dos años después de haber alcanzado su máximo nivel (según Steele y Cooke, 1960).

de este proceso es similar a la de la compresión de una capa de arena no cohesiva bajo una carga constante (artículo 13). Cuando se aplica la carga, algunas piezas de roca se desplazan a posiciones más estables, o se quiebran en sus vértices, con lo cual cambian las condiciones que corresponden al equilibrio de todas las demás piezas. Tal tipo de reacción en cadena requiere una cantidad considerable de tiempo. Como el número de piezas que rompen disminuye con el tiempo, la velocidad de la compresión diferida también lo hace.

La mayor parte del asentamiento provocado por el peso propio de la presa se produce durante la construcción y resulta comúnmente de importancia secundaria, pero, en cambio, el llenado del embalse va siempre asociado a una deformación de la cara agua arriba de la parte impermeable de la presa. Esta deformación está ilustrada por las líneas de igual deformación del talud agua arriba de la presa Salt Springs (figura 62.2) obtenida varios años después que el embalse fuera llenado por primera vez (Steele y Cooke, 1960). La presa, de unos 100 m de altura, se construyó en 1929 utilizando bloques de granito duro sano y tiene un revestimiento del talud agua arriba formado de hormigón armado. Su primer llenado requirió 2 años y el máximo desplazamiento del talud agua arriba, localizado en un punto situado en el tercio inferior, fue de 1,20 m al terminarse el llenado. Durante los 25 años siguientes este desplazamiento aumentó a ritmo decreciente hasta alcanzar 1,65 m. El asentamiento máximo de la cresta durante el primer llenado fue de 45 cm y durante los 25 años siguientes dicho asentamiento, en el que se incluye el diferido debido al peso propio del escollero, superó un poco más de 1 m. Steele y Cooke dedujeron de sus observaciones sobre esta y numerosas otras presas construidas con granito que el desplazamiento máximo  $D$  del talud agua arriba aumenta aproximadamente en proporción directa con el cuadrado de la altura de la presa.

El valor de  $D$  determina el radio de curvatura media  $R$  del talud defor-

mado. El comportamiento de las membranas impermeables del revestimiento o de los núcleos impermeables de tierra inclinados depende, en cambio, del valor mínimo  $R_{\min}$ , del radio de curvatura, y no existe una relación consistente entre  $R$  y  $R_{\min}$ . Cerca de las laderas la relación  $R_{\min}/R$  para una obra dada depende principalmente de los detalles topográficos de los límites laterales de la presa, mientras que en la parte central es una función del grado de homogeneidad estructural de la escollera. Ninguna de estas dos influencias puede ser evaluada adecuadamente, de modo que sus consecuencias prácticas dependen del proyecto de la presa.

Pareciera que no existe evidencia alguna de que los núcleos de tierra colocados entre zonas de transición adecuadas hayan desarrollado pérdidas importantes debido al asentamiento desigual de los escolleros que los soportan. En cambio, son inevitables y con frecuencia muy evidentes los efectos nocivos que movimientos diferenciales moderados ejercen sobre el hormigón y otras cubiertas semiflexibles. Como el porcentaje de presas con cubiertas de hormigón apoyadas sobre escollero arrojado es más bien alto, se ha pensado y gastado mucho esfuerzo para reducir los asentamientos de este tipo de escollera exigiendo una estricta obediencia a especificaciones más o menos rígidas para seleccionar y colocar el material rocoso.

### **Especificaciones para escolleras arrojadas**

Las características de deformación de las escolleras arrojadas dependen de la resistencia de los fragmentos de roca, de la variación del tamaño de sus partículas, del proceso de deposición y del grado de homogeneidad estructural. La importancia de cada uno de estos factores aumenta con el incremento de la altura de la presa.

Un gran porcentaje de la compresión total de las escolleras bajo carga es causada por la rotura de las aristas de sus piedras. Por tanto, muchos proyectistas especifican que la resistencia a la compresión simple de la roca a ser usada en escolleras arrojadas no debe ser menor de 700 kg/cm<sup>2</sup>. Si esta resistencia es menor, se considera que la roca debe ser desparramada y compactada en capas. Es una regla arbitraria pero conservadora.

La distribución en tamaño de partículas está comúnmente establecida en las especificaciones, pero sus requerimientos raramente pueden satisfacerse debido a que la gradación del producto de la cantera suele cambiar de lugar en lugar y el tamaño de las piedras es demasiado grande para permitir la ejecución de análisis granulométricos. Por ello, las especificaciones que se refieren al tamaño de las partículas no tienen mayor significado. La escollera del dique Lower Bear River (Steele y Cooke, 1960) sirve de ejemplo. De acuerdo con las especificaciones, ésta hubo de consistir en bloques con un peso comprendido entre 1 y 10 t, no debiendo contener más del 5 % en peso de partículas menores de 10 cm. En la realidad, la obra se construyó con trozos que llegaron a pesar hasta 20 t y muchas de las cargas de material incorporadas a la obra contenían más del 5 % de finos. A pesar de ello, el comportamiento de la presa ha sido satisfac-

torio. Algunos proyectistas establecen que los bloques más grandes deben ser arrojados en el talud agua abajo y que las cargas que contienen muchos finos pueden depositarse cerca de la parte central del terraplén donde deben ser desparramadas y compactadas. Cualquiera sea el caso, el grado de homogeneidad estructural de las escolleras arrojadas depende mucho menos de las especificaciones que de la forma en que la roca rompe en la cantera y de la idoneidad de los inspectores de obra.

El grado de homogeneidad estructural de la escollera arrojada depende marcadamente de la altura de cada una de las tongadas. El desplazamiento de los trozos de roca a lo largo del talud desde una gran altura va asociado inevitablemente con una cierta cantidad de segregación, con el resultado de que en cada tongada el tamaño medio de partículas aumenta con la distancia vertical desde la parte superior de la tongada. Más aún, las grandes partículas que llegan a la parte inferior de los taludes han estado sujetas a una mayor cantidad de rotura de aristas durante su depósito que aquellas que alcanzan su reposo cerca de la parte superior, circunstancia ésta que probablemente reduce la compresión diferida de las capas inferiores. En la parte superior de cada tongada, el desplazamiento del equipo de transporte aplasta muchas de las partículas más grandes y produce una capa superior con una permeabilidad y una compresibilidad baja. Por ello siempre se especifica que esta capa superior sea abierta antes de iniciar la próxima tongada. Resulta evidente que las características de deformación de cada tongada cambian de una manera desconocida en la dirección vertical y que los límites horizontales entre las mismas son planos de discontinuidad asociados con estados de tensión anormales para la cubierta o membrana que cubre el talud agua arriba. Estas tensiones no pueden evaluarse y por ello las opiniones relativas a las alturas más deseables para las tongadas están divididas (Terzaghi, 1960; Steele y Cooke, 1960). En la actualidad, en las escolleras arrojadas se colocan comúnmente tongadas con una altura que varía entre unos 10 y 40 m.

Todos los proyectistas de diques de escollera están de acuerdo en que la escollera arrojada debe ser generalmente mojada con chorros de agua a medida que se coloca. Existe empero una amplia discrepancia de opiniones respecto de las razones que conducen a los resultados beneficiosos y respecto a la cantidad de agua que debe agregarse a la escollera (Terzaghi, 1960a; Steele y Cooke, 1960). De acuerdo con la práctica actual, el volumen de agua a utilizar varía entre 2 y 7 veces el volumen de la escollera. No hay una evidencia tangible que indique que se gana algo aumentando dicha relación de volumen por encima de 2. Por otro lado, las consecuencias de arrojar en seco pueden, en condiciones excepcionales, resultar catastróficas. Esto fue demostrado por el comportamiento del dique Cogswell en California del Sur, una presa en escollera de unos 85 m de altura con una membrana delgada de hormigón. La escollera se construyó arrojando en seco tongadas con una altura de 7,50 m. Consistía en granito sano y contenía bloques que pesaban hasta 7 t. No obstante, la resistencia media a la compresión simple de 212 muestras de granito solo alcanzó a unos 465

kg/cm<sup>2</sup>, valor que para el granito es muy bajo (Bauman, 1960). Cuando el dique se había completado el 80 %, una fuerte lluvia causó un asentamiento de unos 2,5 m en su cresta. El subsiguiente mojado a través de pozos de infiltración aumentó el asentamiento en una magnitud variable entre 2,40 y 3,60 m.

Cualesquiera sean las especificaciones utilizadas para seleccionar y colocar los materiales de escollera, las características de compresibilidad de la escollera arrojada dependen en gran medida de factores que están más allá del conocimiento y el control del proyectista. No obstante, la precaución de atenerse a especificaciones derivadas de la experiencia reduce la importancia de la diferencia entre la escollera real y aquella que el proyectista esperaba obtener. Por ello, las especificaciones cumplen un propósito útil, a pesar de que no pueden ser aplicadas rígidamente y de que, en particular, durante el proyecto no se pueden en realidad valorar los beneficios que se derivarán ajustándose a las mismas. No obstante, la experiencia ha demostrado que en algunos casos desviarse de una manera conspicua de sus exigencias ha tenido efectos detrimentales.

### ***Materiales para las zonas de núcleo y las de transición***

En los diques de tierra con espesas zonas impermeables, el material de núcleo se define adecuadamente por su resistencia al corte y sus características de permeabilidad. En las presas de escollera con núcleos de tierra angostos deben también tomarse en consideración la resistencia del material a la erosión y su grado de fragilidad. Desde el punto de vista de la resistencia a la erosión, los materiales más indeseables son los limos inorgánicos no plásticos o ligeramente plásticos, debido a que se ponen en suspensión rápidamente y a que es casi impracticable construir una zona de transición que impida a las partículas gruesas de limo migrar a través de las mismas para entrar en la escollera.

El grado de fragilidad determina la magnitud del alabeo que el núcleo puede soportar antes que se agriete. Algunas arcillas permanecen relativamente plásticas por tiempo indefinido, mientras que otras se hacen más frágiles a medida que envejecen. No obstante, la pérdida de agua a través de las grietas de un núcleo de arcilla raramente es un problema de seria consideración, siempre y cuando el núcleo esté situado entre zonas de transición adecuadamente proyectadas y construidas.

La figura 62.3a constituye una sección a través de un núcleo de arcilla inclinado que contiene una grieta de tracción. Las zonas de transición *a* y *b* están situadas agua arriba, y las *c*, *d* y *e* agua abajo del núcleo. Las condiciones de deformación responsables por la grieta también existen en las capas de transición adyacentes. El agua fluye desde la capa de transición *b* situada agua arriba hacia la grieta y desde la grieta hacia la capa *c*. La capa *b* está saturada. Idealmente debe consistir en arena moderadamente compactada que va a migrar dentro de la grieta del núcleo para llenarla. Aun cuando la capa *b* contenga algo de limo y por consiguiente posea una

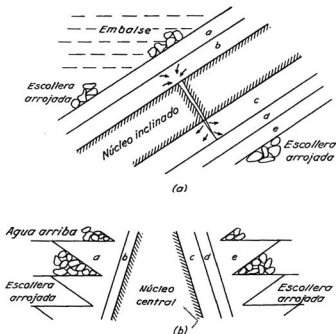


Fig. 62.3. Núcleos impermeables y zonas de transición en diques de escollera arrojada. (a) Sección a través de un núcleo inclinado de arcilla con una grieta de tracción. (b) Sección a través de un núcleo central que muestra la disposición de los taludes de las sucesivas tongadas de escollera.

débil cohesión, la grieta en *b* no va a permanecer abierta debido a las presiones de filtración. Sin embargo, si *b* está formada de materiales bien graduados y cuidadosamente compactados se formará un filtro natural que impedirá la deseable migración de las partículas finas hacia la grieta del núcleo.

Desde la grieta, el agua escurre hacia la capa *c*, en la cual se desparraña radialmente hacia afuera. Antes de la formación de la grieta el material *c* solo estaba húmedo. Posee una pequeña cohesión que es fuertemente aumentada por una compactación intensa o una pequeña cantidad de limo en su masa. Una grieta que se forme en tal tipo de material puede permanecer abierta y, si el agua la invade, fluye hacia el material adyacente y estabiliza las paredes de la grieta, manteniendo así una comunicación libre con la capa permeable *d*. Debido a esta muy indeseable posibilidad resulta esencial que la capa *c* no contenga limo y que solo sea compactada con el equipo de transporte. En instancias puede resultar necesario eliminar el limo de un material *c*, que de otra manera sería adecuado, lo cual se consigue de una manera

económica por un procedimiento rudimentario de lavado, como el que se usó en el dique Kenney (Bleifuss y Hawke, 1960).

Las reglas para establecer el criterio granulométrico para seleccionar el material *c* están dadas en el artículo 11. Fueron derivadas de ensayos de laboratorio y su validez presupone que las características granulométricas de cada material de filtro son las mismas a través de toda la capa. En realidad, la colocación de capas de filtro va inevitablemente asociada con una cierta cantidad de segregación. Dado que los bolsones de material excesivamente grueso están desparramados más o menos al azar, los efectos adversos de la segregación se pueden minimizar aumentando el espesor de la capa *c*. Por razones de facilidad de construcción, la mínima dimensión horizontal que debe asignarse a cualquier capa es de alrededor de 2,50 m, igual al ancho del equipo de transporte, pero por lo menos la capa *c* debiera tener un ancho considerablemente mayor.

Debido a las funciones vitales de las capas *b* y *c*, las especificaciones para los materiales de transición deben preferiblemente estar basadas en resultados de laboratorio, programados para obtener información relativa a la acción del agua cuando la misma fluye desde un material *b* a través de una ranura angosta practicada en el material de núcleo para entrar en materiales *c* y *d*. Este procedimiento se usó en el dique Kenney (Huber, 1960).

Cuando una obra en escollera tiene un núcleo inclinado (fig. 62.3a) la colocación de los materiales de transición se realiza siempre simultáneamente con la construcción del núcleo. La superficie de trabajo del núcleo debe tener una pequeña pendiente hacia una de las zonas de transición para prevenir la acumulación de agua de lluvia sobre la misma. Si en cambio la obra tiene un núcleo central, el talud interior de cada nueva capa baja hacia el núcleo (fig. 62.3b) mientras que la superficie exterior del núcleo baja en la dirección opuesta. Los límites de las zonas de transición deben, por tanto, disponerse como lo muestra la figura. La compresibilidad de las capas externas de transición *a* y *e* pueden ser muy diferentes de la que exhibe la escollera arrojada adyacente y, como consecuencia, el soporte lateral del núcleo puede resultar muy desuniforme. Esta condición excluye el uso de núcleos centrales muy delgados en combinación con escolleras arrojadas. Hasta ahora a las bases de los núcleos de tierra de tal tipo de diques se les ha dado un ancho igual, por lo menos, a la tercera parte de la altura del dique, salvo cuando el núcleo y las zonas adyacentes de transición han sido separadas de la escollera arrojada por anchas zonas de escollera compactada.

Debido a la gran diferencia entre las características de deformación de los núcleos de tierra y de las escolleras arrojadas, las zonas de contacto entre el núcleo central y la escollera son la fuente de intensas tensiones tangenciales. Estas tensiones son responsables del desarrollo de grandes asentamientos diferenciales en la cresta en sentido perpendicular al eje de la presa y de la formación de grietas paralelas a dicho eje. Tales grietas, empero, no tienen efectos dañinos serios.

### *Control del escurrimiento*

Las medidas que se toman para controlar el escurrimiento tienen dos funciones independientes: reducir la pérdida a un valor compatible con las funciones de la obra y eliminar la posibilidad de una rotura de la estructura por sifonaje. Muchas presas han prestado un exitoso servicio por décadas, a pesar de que las pérdidas alcanzan a más de 3 m<sup>3</sup>/seg. Por ello, el proyecto racional de las medidas necesarias para reducir las pérdidas debe iniciarse con una estimación de la máxima cantidad de agua que puede escurrir del embalse cuando no se hace ningún intento para interceptar el escurrimiento a través de otros mantos que no sean los estratos más evidentemente permeables encontrados durante la ejecución de las perforaciones de estudio. En muchos casos se descubre que el costo para reducir las pérdidas de agua más allá de estos límites excede en mucho el valor del agua adicional que puede ser retenida. Los medios para reducir las pérdidas se describen en el artículo 61.

La seguridad de una presa respecto a una rotura por sifonaje no tiene relación con la cantidad de agua que escurre desde el embalse. Grandes pérdidas de agua pueden estar asociadas con un alto grado de seguridad contra el sifonaje.\* Por ello, los medios para eliminar los peligros de sifonaje requieren consideración independiente. Los peligros de rotura de un dique por sifonaje aumentan rápidamente con el incremento de los valores del gradiente hidráulico con que el agua escurre a través de las partes "impermeables" de la presa y a lo largo del contacto de éstas con el terreno natural. En las presas de escollera los gradientes hidráulicos que llegan hasta 10 no son, de ninguna manera, raros. El sifonaje a través del núcleo se puede eliminar con seguridad por medio de zonas de transición adecuadamente proyectadas y construidas. Sin embargo, el impedimento del sifonaje a lo largo del contacto entre el núcleo y el terreno natural requiere algo más que la aplicación de procedimientos de rutina. Por ello, la atención del proyectista debe concentrarse en este contacto. Las precauciones que es necesario adoptar se describen en los párrafos siguientes.

En la mayoría de los diques de escollera se puede limpiar la fundación, por lo menos en la zona correspondiente al núcleo y a la capa de transición *c*, hasta llegar a la roca madre (fig. 62.3). El núcleo se acuña entonces dentro de la roca hasta una profundidad que no excede la que se puede excavar sin el uso de explosivos.

Después que ha sido excavada la zanja de acuífamiento, la roca sana pero fisurada situada debajo del fondo de la misma debe ser inyectada con bajas presiones, que no excedan apreciablemente, a cualquier profundidad, el peso de la cubierta de roca. La orientación y el espaciamiento de las perforaciones de inyección se disponen en obra de modo de aprovechar con ventajas la estructura geológica conocida de la roca madre. No obstante, ordinariamente, en los planos de contrato se indican con una profundidad igual al ancho del fondo de la zanja y un espaciamiento de unos 3 m en ambos sentidos. Como las condiciones reales de la roca se van revelando

por las observaciones de los profesionales a cargo de la inyección, dicha profundidad y espaciamento se modifican durante la construcción (Terzaghi, 1962).

Antes de comenzar las operaciones de inyección deben limpiarse las fisuras aparecidas durante las perforaciones realizadas para este efecto y sellarse con un mortero a presión ("gunita"), o una lechada desparramada sobre las fisuras expuestas en el fondo y en los costados de la excavación, para reducir la pérdida de inyección por resurgencia superficial. La superficie de la roca situada agua abajo de la trinchera, que va a ser cubierta con la capa c, también debe ser limpiada y sus fisuras selladas con gunita para prevenir la subsecuente remoción del vital material c a través de manantiales que emerjan de la roca.

Después que la trinchera de acuífamiento ha sido excavada y la roca subyacente inyectada, se comienza a llenar la zanja utilizando material de núcleo, compactado a mano hasta alcanzar un espesor suficiente que permita que el resto se pueda compactar de manera segura utilizando los equipos de compactación convencionales. A medida que adelanta la construcción del contacto del núcleo con la fundación, se encuentran muchas situaciones que no fueron previstas por quien escribió las especificaciones de la obra. Por ello, el vital contacto entre el núcleo y el terreno natural puede no resultar satisfactorio, a menos que se realice bajo la supervisión personal continua de inspectores bien calificados que conocen cuándo y dónde la intervención del proyectista resulta indispensable.

No es infrecuente que, destapada la parte inferior más o menos horizontal de la fundación del núcleo de tierra, la superficie de la roca resulte tan dispereja que la parte inferior del núcleo no se pueda compactar con equipo convencional y que, además, la compactación adecuada de esta porción requiera una cantidad prohibitiva de apisonamiento a mano bajo estricta supervisión. En condiciones semejantes es más seguro, y probablemente más económico, llenar las ranuras y las depresiones con hormigón y comenzar la colocación del material del núcleo sobre un contrapiso de hormigón terminado en una superficie que se eleva ligeramente hacia agua abajo. Se actuó de este modo, por ejemplo, en el dique Kenney (Huber, 1960).

De una manera similar, cuando se destapa la fundación del núcleo en el área de contacto con las laderas, se pueden encontrar diaclasas o planos de estratificación, a través de los cuales el agua escurriría y podría erosionar el núcleo y las capas de transición adyacentes. En roca estratificada horizontalmente, con diaclasas verticales, las laderas pueden presentarse como una serie de escalones, en el fondo de cada uno de los cuales es probable que exista una ranura en ángulo recto, más o menos continua, en cuyo interior no se puede compactar adecuadamente el material de núcleo. Puede haber también voladizos. Los voladizos deben ser eliminados, de preferencia sin uso de explosivos, o los huecos situados debajo de los mismos rellenos con hormigón. Las ranuras hay que obturarlas con hormigón o gunita y las diaclasas deben ser selladas con mortero a presión para impedir que el agua que fluye de las mismas llegue a atacar al material del núcleo. Se necesita también un gran cuidado para evitar la segregación de los mate-

riales de transición en los rincones cruciales localizados entre el núcleo y las laderas.

### **Revestimientos de hormigón en escolleras arrojadas**

El comportamiento de los revestimientos de hormigón depende principalmente de las características de deformación de la escollera, en especial de la magnitud y la velocidad de deformación después de terminada la construcción, y de la forma en que se produce la desviación de las características de deformación respecto al término medio. Estos factores no pueden ser evaluados de una manera eficiente antes de iniciar la construcción por ensayos de ningún tipo. Por ello, la única guía adecuada para proyectar los revestimientos consiste en recurrir a la documentación que proveen los registros sobre tal comportamiento como los que fueran reunidos durante el Simposium de la American Society of Civil Engineers, en 1960 (véase referencia al final de este artículo).

Los revestimientos de hormigón no son solo más sensibles a los asentamientos diferenciales que los núcleos de tierra, sino que además están sujetos a severas tensiones producidas por las variaciones diarias y estacionales de temperatura. Por ello, siempre se dividen en paneles cuadrados o rectangulares con dimensiones del orden de los 10 a 12 m, separados entre sí por medio de juntas de expansión. El problema de sellar adecuadamente las juntas en sus puntos de intersección no ha sido aún resuelto en forma satisfactoria. Cerca de las laderas se pueden desarrollar muchas grietas a través de los paneles y el agua que entra por las mismas escapa libremente dentro de la escollera adyacente. Mas aún, si el ciclo normal de operaciones no involucra el vaciamiento del embalse todos los años, la reparación de cubiertas defectuosas de hormigón puede ser inconveniente y costosa. Por ello, para un costo similar, los núcleos de tierra son de preferir respecto de las cubiertas de hormigón, a pesar de que las medidas necesarias para eliminar el peligro de roturas por sifonaje son en los embalses de escollera con cubierta de concreto mucho menos severas que las descritas en la sección precedente para los núcleos de tierra.

### **Lecturas seleccionadas**

En junio de 1958, la American Society of Civil Engineers realizó un simposio sobre las presas de escollera. Los artículos se planearon para presentar datos respecto al proyecto, construcción y comportamiento de los diques de escollera más altos del mundo. Junto con sus discusiones fueron recopilados en "*Transactions*", ASCE, 125, Parte 2, 1960. Este volumen es una fuente invaluable de información en todos los aspectos del tema.

Más referencias de interés general se encuentran en los siguientes artículos:

- Baumann, P. (1942), "Design and construction of San Gabriel Dam No 1", *Transactions ASCE*, 107, pág. 1607.
- Fucik, E. M. y R. F. Edbrooke (1960), "Ambuklao rockfill dam, design and construction", *Transactions ASCE*, 125, Parte 1, págs. 1207-1227.
- Sherard, Woodward, Gizienski y Clevenger (1963), *Earth and earthrock dams*, Nueva York, John Wiley and Sons, 725 págs.

## ART. 63 PRESAS DE HORMIGÓN FUNDADAS SOBRE SEDIMENTOS

### *Tipos de presas de hormigón fundadas sobre sedimentos*

Las presas de embalse de hormigón apoyadas sobre sedimentos se componen de unidades rígidas separadas unas de otras por juntas estancas que permiten un desplazamiento moderado de las unidades entre sí para compensar un asentamiento desigual. Usualmente se encuentran situaciones que conducen al proyecto de tal tipo de diques en ríos importantes que escurren en depósitos aluviales de gran espesor donde la mayor parte o toda la presa sirve de vertedero o bien en aquellas obras en que durante aguas máximas se desea bajar la cresta de la presa al nivel del fondo del río. Los tipos principales son las presas masivas a gravedad que llevan unidas piletas de aquietamiento (fig. 63.5), las presas a contrafuerte de hormigón armado tipo Ambursen (fig. 63.1), las presas de compuertas guiadas sobre pilares que descansan sobre una pesada solera de hormigón y los diques de compuertas movibles, como los tipos *beartap*.

Cualquiera de estos diques puede fallar por sifonaje o deslizamiento sobre su base, resultar dañado por asentamiento desigual o bien no alcanzar a servir su propósito debido a una pérdida excesiva de agua por escurrimiento. La pérdida por escurrimiento solo suele tener embarazosas consecuencias financieras y el daño debido al asentamiento desigual puede comúnmente ser reparado. La rotura por sifonaje o por deslizamiento siempre causa en cambio inundaciones catastróficas y suele ser el motivo de pérdida de vidas humanas. Mas aún, como puede producirse sin aviso previo, muchos años después de haber prestado la presa servicios satisfactorios, sus consecuencias suelen verse agravadas por la sorpresa. Por ello, los medios de que se dispone para prevenir las roturas de este tipo son más importantes que todos los otros aspectos del proyecto de los diques y no se pueden tolerar ni "riesgos calculados" ni aún la remota posibilidad de tal tipo de rotura.

### *Influencias de los factores geológicos sobre la mecánica del sifonaje*

La rotura de un dique por sifonaje debe clasificarse entre los accidentes más serios que pueden producirse en la ingeniería civil, pues no solo suele incluir la rotura de la estructura sino también producir daños muy grandes en el subsuelo hasta una profundidad considerable. Además, no es raro que la rotura se produzca sin aviso previo y que cause pérdidas de vidas y cuantiosos daños materiales. Por esta razón, las condiciones que conducen a la rotura por sifonaje y los medios para evitarla merecen una atención especial.

La figura 63.1 ilustra una rotura típica causada por sifonaje. La presa, que era de contrafuerte y pantalla, descansaba sobre una platea de hormigón armado provista con dos muros de pie: uno agua arriba de 2,70 m de

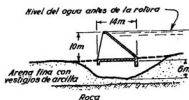


Fig. 63.1. Diagrama que muestra cómo se produce la rotura de la fundación de un dique por sifonaje.

profundidad y otro agua abajo de 2,10 m. La rotura se produjo en forma repentina y, al precipitarse el agua por debajo de la presa, originó en el subsuelo una socavación de 15,60 m de ancho en el sentido del eje de la misma, quedando ésta en el aire.

Si una presa descansa sobre un subsuelo no cohesivo perfectamente homogéneo, el factor de seguridad respecto al sifonamiento puede calcularse como lo indica el artículo 24. La teoría presentada en este artículo, concordante con ensayos de laboratorio, conduce a las siguientes conclusiones: 1) la carga hidráulica  $h_c$  a la que se produce el sifonaje es independiente del tamaño de los granos del suelo, y 2) la rotura se produce en forma casi instantánea, tan pronto como la carga hidráulica se hace igual a la carga crítica a la cual la presión de filtración levanta el terreno adyacente al borde agua abajo de la estructura. Las roturas de este tipo se conocen como sifonaje por levantamiento.

En la realidad, la mayoría de las roturas por sifonaje se producen para cargas hidráulicas  $h'_c$  mucho menores que la carga  $h_c$  calculada en base a la teoría. Se desarrollan indistintamente después que han pasado unos pocos o muchos años desde el primer embalse. Mas aún, la relación de  $h'_c/h_c$  disminuye rápidamente a medida que lo hace la granulometría. El notable y casi universal espacio de tiempo entre la aplicación de la carga hidráulica y la rotura indica que la mayoría de las roturas por sifonaje son causadas por un proceso que reduce el factor de seguridad respecto a ese tipo de falla en forma gradual e insospechada hasta el momento en que se llega a la rotura. El único proceso que puede dar origen a este tipo de fenómeno es una erosión subterránea que progresa a lo largo de una banda angosta hacia el embalse. Como se indica en el próximo apartado, tal tipo de proceso no se puede desarrollar en una masa homogénea de arena no cohesiva. En materiales no homogéneos la posición de las líneas de menor resistencia contra erosión subterránea y el gradiente hidráulico necesario para producir un canal continuo a lo largo de esta línea dependen de detalles geológicos que no pueden ser descubiertos por ningún medio práctico. Los coeficientes de seguridad respecto al sifonaje por levantamiento y por erosión subterránea pueden ser comparados con los coeficientes de seguridad a rotura por flexión de una viga de madera en un estado intacto y de la misma viga después que ha sido debilitada hasta una magnitud desconocida por la

acción de las termitas. El valor del coeficiente de seguridad bajo la última condición no puede determinarse por procedimientos racionales.

### **Erosión subterránea**

La destrucción de los diques producida por sifonaje es por lo común tan completa que raramente se puede reconstruir el orden de sucesión de los fenómenos ocurridos. Pero la erosión subterránea se puede también producir achicando una excavación en forma descuidada desde sumideros, o por fenómenos naturales, como ser la afloración de masas de agua subterránea como consecuencia de la erosión de las barrancas de un río. En estos casos, quedan generalmente rastros de la forma en que se producen los fenómenos, rastros que pueden luego estudiarse y que constituyen en la actualidad las fuentes principales del conocimiento existente respecto de las características de la erosión subterránea. Lo que sigue es un resumen de las observaciones efectuadas a este respecto.

La figura 63.2 representa una sección transversal de un manto ligeramente inclinado de grava que descansa sobre un potente estrato de arena muy fina, uniforme y suelta. En A se practicó una excavación para las fundaciones de una nueva máquina y, a pesar de que la excavación estaba rodeada de tablestacas que llegaban hasta una profundidad mucho mayor que la cota de fundación, la bomba descargaba una mezcla de agua y arena. La cantidad de arena extraída fue muy superior al volumen de la excavación. Antes de que con la excavación se llegara a la cota de fundación, el edificio se derrumbó y al mismo tiempo se produjo en B, a 90 metros de A, una depresión de 90 centímetros de profundidad y 6 metros de diámetro. Entre A y B, la superficie del terreno permaneció intacta. La depresión solo puede explicarse imaginando el trasporte de suelo a lo largo de un conducto subterráneo relativamente angosto. Seguramente dicho conducto estaba situado inmediatamente debajo del manto de grava, pues como era ligeramente cementada, ésta podía formar el techo del túnel horadado sin derrumbarse.

En la zona del río Rin, durante 13 años se bombeó agua de un pozo practicado en arena, cuyo fondo estaba entre 4,80 y 6,00 metros por debajo del nivel original de la napa freática. Durante este periodo, en tres de los



**Fig. 63.2.** Diagrama que ilustra cómo se produjo la erosión subterránea al bombear en el sumidero A una mezcla de arena y agua. La depresión B se produjo a 90 metros de A.

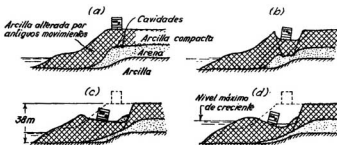


Fig. 63.3. Diagrama que muestra la forma como se produjo un gran hundimiento originado por la erosión subterránea; (a) estado de hundimiento incipiente; (b), (c) y (d) hundimientos, después de 24 horas, dos meses y un año, respectivamente.

manantiales que descargaban en el sumidero, se produjo una erosión retrógrada que horadó túneles en la arena, que era ligeramente cohesiva. Cada túnel terminaba en una depresión en la superficie. El túnel más grande tenía un ancho que variaba de 0,90 a 1,80 metros y, en su longitud de 50 metros, una pendiente media de solo el 6 por ciento. La depresión producida al final del mismo alcanzaba 2,40 metros de profundidad y 10,50 metros de diámetro.

En otro caso, se practicó una zanja para la construcción de una cloaca. La zanja atravesaba arcilla bastante compacta y llegaba a la arena fina, que era drenada por bombeo desde un sumidero. Mientras se bombeaba, se produjo en la superficie del terreno natural una angosta depresión de unos 30 centímetros. La formación de esta zanja se inició en el sumidero y progresó gradualmente en túnel hacia arriba, hasta alcanzar la superficie a una distancia de 180 metros de la zanja. Su ancho aumentaba lentamente desde el sumidero hacia la superficie, donde alcanzaba 3 metros.

Los ejemplos de erosión subterránea originada por fenómenos naturales son también relativamente comunes. Durante la creciente del año 1927, en el río Misisipi, cerca de Memphis se produjo un gran hundimiento de una parte de la barranca. En este punto la barranca es empinada y tiene una altura de unos 30 metros. De repente, una franja de la parte superior de la barranca, de unos 200 metros de largo y 30 metros de ancho, empezó a hundirse a una velocidad de 30 centímetros por hora. El pavimento que cubría la superficie permaneció horizontal y más o menos intacto por un período de unas 30 horas. Durante los dos meses subsiguientes, el hundimiento siguió aumentando hasta alcanzar un total de 18 metros, y la superficie hundida se rompió como indica la figura 63.3. El hundimiento fue causado por la rotura del techo del extremo de un túnel en arena producido por la erosión subterránea (Terzaghi, 1931).

Los fenómenos de sifonaje que se acaban de describir se han originado en formaciones geológicas muy distintas, que comportaban diferentes perfiles del suelo, pero todas presentan dos características importantes que les son comunes.

Primero, el material que cubre el suelo erosionado siempre posee al menos un vestigio de cohesión, suficiente para formar un techo sobre el túnel de erosión. Como en arenas homogéneas no cohesivas no se puede mantener un techo sin soporte, tales materiales no están sujetos a la erosión sub-superficial a menos, desde luego, que se encuentren debajo de un techo artificial, como la base de una presa de hormigón.

La segunda característica común a todos los ejemplos es que la depresión o hundimiento del túnel siempre se produjo a gran distancia de la boca de descarga. Este hecho indica que la capacidad de erosión de un manantial aumenta a medida que lo hace la longitud del túnel. La red de filtración de la figura 63.4 explica el fenómeno. Las curvas punteadas son las líneas equipotenciales, es decir, indican los niveles de la napa; las llenas representan las líneas de fluencia y las curvas de punto y raya delimitan la zona que aporta agua al manantial. Se ve que, al aumentar la longitud del túnel, aumenta el número de líneas de fluencia que concurren al mismo, de modo que la descarga se incrementa y, por lo tanto, también lo hace la erosión.

La erosión subterránea progresiva, que empieza en manantiales que nacen al pie de un dique, también se desarrolla, como lo indica la figura 63.4, a lo largo de líneas que se dirigen hacia el embalse. Todos los que han tenido experiencia con diques saben que con mucha frecuencia se producen manantiales en el borde agua abajo de los mismos. Si un manantial adquiere potencia suficiente como para empezar a erosionar, es casi seguro que la erosión va a adquirir mayor seriedad con el tiempo, pues el caudal de un manantial dado aumenta con la longitud del túnel erosio-

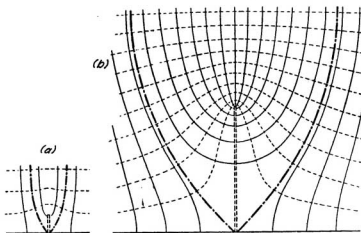


Fig. 63.4. Redes de filtración que muestran cómo aumenta la cuenca de un manantial a medida que aumenta la longitud del canal erosionado: (a) estado inicial; (b) después que la erosión ha progresado en una distancia considerable.

nado (fig. 63.4). Finalmente, llegará un momento en que el dique romperá por sifonaje.

### **Reglas empíricas para estimar el coeficiente de seguridad**

La frecuencia con que se producían y las desastrosas consecuencias de las roturas de diques por sifonaje condujo a establecer reglas empíricas para evaluar el coeficiente de seguridad al sifonaje antes que su mecanismo fuese claramente entendido. Las primeras reglas de este tipo (Bligh, 1910) fueron propuestas después de la catastrófica rotura en 1898 del dique Narora, sobre el río Ganges, en la India, cuando se prestó seria atención al problema y se hizo un esfuerzo real para analizar la experiencia acumulada y establecer un conjunto de reglas para el proyecto de fundaciones de diques sobre estratos permeables. Estas reglas se basaron en la hipótesis de que el sifonaje se producía como consecuencia exclusiva de la erosión a lo largo de la superficie de contacto entre el suelo y la base del dique. El camino recorrido por una partícula de agua a lo largo de esta superficie se denominó *línea de recorrido*. Si la longitud  $L$  de la línea de recorrido era tal que el gradiente hidráulico promedio  $i = h/L$  resultaba menor de un cierto valor crítico para el material de fundación, se creía que el dique resultaba seguro. El coeficiente:

$$C_c = \frac{L}{h_{cr}} \quad (63.1)$$

se llamó *coeficiente de recorrido*. El valor  $h_{cr}$  representaba la altura máxima a que podía llevarse el nivel del embalse, con referencia al nivel agua abajo, sin llegar a producir la rotura por sifonaje. Los estudios realizados de las roturas ocurridas indicaban que el coeficiente  $C_c$  aumentaba con la fineza del suelo, variando de 4 para grava, a 18 para arena y limo.

Cuando se proyectaba un dique, el primer paso a seguir con respecto a la fórmula 63.1 consistía en estimar el coeficiente de recorrido  $C_c$  del subsuelo. Esto se hacía por medio de una tabla que contenía los valores de  $C_c$  para los tipos principales de suelos. La longitud de recorrido  $L$  necesaria se obtenía después multiplicando el coeficiente  $C_c$  por la carga hidráulica  $h_{cr}$  creada por el dique, y la fundación se disponía de tal manera que la longitud de la línea de recorrido fuese por lo menos igual a  $L$ . Por ejemplo, la longitud de la línea de recorrido del dique indicado en la figura 63.5 es igual a

$$L = t_1 + t_2 + B + t_3 + t_4 = B + \Sigma t$$

y esta distancia debe por lo menos ser igual a  $C_c h_{cr}$ .

En los 30 años subsiguientes se fue reconociendo poco a poco que los tramos verticales de la línea de recorrido contribuyen más a la reducción del peligro de sifonaje de lo que lo hacen los tramos horizontales de igual longitud. La diferencia se debe al hecho de que el subsuelo en que se apoyan los diques es comúnmente de origen sedimentario, y que los depósitos sedimentarios son siempre mucho menos permeables en sentido vertical

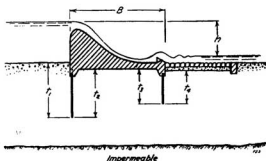


Fig. 63.5. Diagrama que indica los valores que se utilizan para calcular la longitud de la línea de recorrido.

que en sentido horizontal (véase artículo 11). Si  $k_h$  y  $k_v$  son, respectivamente, los coeficientes de permeabilidad en las direcciones horizontales y verticales, la pérdida de carga, por unidad de longitud, en las partes verticales de la línea de recorrido es aproximadamente igual a  $k_h/k_v$  veces la pérdida de carga de las partes horizontales. El valor de la relación  $k_h/k_v$  varía entre 2 ó 3 y casi infinito, dependiendo de cuáles sean los detalles de la estratificación y la importancia de las variaciones de la permeabilidad en sentido vertical.

Para tomar en cuenta la mayor eficiencia de los tramos verticales de la línea de recorrido, el procedimiento de cálculo original se modificó con la hipótesis de que todo tramo horizontal tiene solo una eficacia igual a un tercio de la eficacia de un tramo vertical de la misma longitud. Con esta hipótesis se obtuvo la fórmula:

$$C_w = \frac{1/3 B + \sum t}{h_{cr}} \quad (63.2)$$

en la que el valor de  $C_w$  se conoce como *coeficiente de recorrido compensado*.

Como la fórmula 63.2 corresponde aproximadamente a un valor  $k_h/k_v = 3$ , resulta obvio que la misma no tiene en cuenta la gran variedad de valores que para dicha relación se presentan en la naturaleza. La tabla 63.1 es un resumen de una lista de valores admisibles para  $C_w$ , obtenidos de una recopilación de datos acerca de 280 fundaciones de diques, de las cuales 24 habían fallado (Lane, 1935).

La solución basada en la línea de recorrido es puramente empírica y, como cualquier otro procedimiento basado solamente en datos estadísticos, conduce a la ejecución de proyectos con un coeficiente de seguridad desconocido. La experiencia y la investigación experimental han demostrado que los valores de  $C_w$  de la fórmula 63.2 tienen, para un suelo dado, una gran dispersión con respecto al término medio estadístico. Los valores de  $C_w$  contenidos en la tabla 27 representan más bien valores máximos, así que los valores de  $h_{cr}$ , obtenidos con la fórmula 63.2 y la tabla 63.1, propor-

Tabla 63.1

Coeficientes de recorrido compensado  $C_w$  (Fórm. 63.2)

Arena muy fina o limo .....	8,5
Arena fina .....	7,0
Arena mediana .....	6,0
Arena gruesa .....	5,0
Grava fina .....	4,0
Grava mediana .....	3,5
Grava gruesa incluyendo cantos rodados grandes .....	3,0
Piedras bochas con algunos cantos rodados grandes y grava .....	2,5

Según E. W. Lane (1935).

cionan las cargas hidráulicas más pequeñas para las cuales se ha producido alguna vez sifonaje. Por tanto, la gran dispersión de valores de  $C_w$  respecto del término medio estadístico supone que, como regla general, el coeficiente de seguridad de diques proyectados con la fórmula 63.2 y la tabla 63.1 es muy grande. El coeficiente de seguridad de algunos de los diques debe ser excesivo; el de otros puede resultar apenas admisible, de modo que una coincidencia extraordinaria de varias circunstancias desfavorables podría hasta llegar a producir su rotura.

### Medios para evitar el sifonaje

La teoría y la experiencia conducen a las siguientes conclusiones. Prácticamente todas las roturas por sifonaje registradas se han debido a la erosión subterránea con la remoción progresiva de materiales a través de manantiales, conclusión ésta que invalida la teoría del sifonaje por levantamiento (artículo 24). El coeficiente de seguridad respecto al sifonaje por erosión subterránea no puede ser evaluado por ningún medio práctico. No obstante, si se previene adecuadamente la remoción del material superficial, se satisfacen las condiciones para la validez de la teoría y se puede calcular la carga hidráulica crítica. Más aún, el valor obtenido es mucho mayor que la carga crítica que produce la erosión subterránea. La forma de prevenir la erosión subterránea depende de la importancia de la obra y de los detalles de estratificación del subsuelo.

La buena ingeniería requiere que se evite la concentración innecesaria de líneas de filtración debajo de las superficies no protegidas de la zona agua abajo del dique. La figura 63.6a, que representa una sección trasversal del dique Hauser Lake, de Montana, EE.UU., ilustra sobre las consecuencias que puede traer la omisión de este requerimiento fundamental. El subsuelo constaba de 19,80 metros de grava. El agua era contenida por una pantalla de acero apoyada sobre un entramado metálico que descansaba sobre grandes bases de fundación. La presencia de estas bases

produjo, como indica la figura, una concentración local de líneas de filtración. El dique se rompió en 1908, un año después de ser llenado (Sizer, 1908), así que, como no rompió inmediatamente, la causa debió indudablemente ser la erosión subterránea. La figura 63.6b muestra un segundo ejemplo. Representa una sección transversal del dique construido en el río Elwha, en el Estado de Washington, en EE.UU. El dique descansaba sobre grava y arena gruesa, debajo de la cual había roca. Cuando se estaba llenando el embalse, se produjeron grandes manantiales en el pie agua abajo. Para reducir la filtración, se hincó, a 2,40 metros del pie del dique, una fila de tablestacas hasta una profundidad comprendida entre 9 y 12 metros. Esta obstrucción produjo una concentración de líneas de filtración, en la forma que indica la figura, que originó la erosión subterránea. El dique se rompió antes de que se terminara de construir el tablestacado.

Si se evita la concentración local de líneas de fluencia, el proyecto basado en la ecuación 63.2 resulta aceptable desde el punto de vista de la seguridad, pero la seguridad puede variar entre un valor muy alto y otro cercano a la unidad, dependiendo su magnitud de factores que son desconocidos. Por ello, en obras importantes deben tomarse las previsiones necesarias para evitar la posibilidad de una erosión subterránea, siguiendo uno o más de los procedimientos siguientes: 1) bajar el nivel piezométrico en el terreno en correspondencia con el borde agua abajo de la fundación por medio de pozos de alivio; 2) construir en la parte agua abajo de la fundación un filtro invertido, y 3) observar el terreno agua abajo de la fundación durante el primer llenado del embalse y cubrir con filtros invertidos la áreas donde los manantiales comienzan a emerger. Se siguió este procedimiento, por ejemplo, en el dique Vermilion (Terzaghi y Leps, 1960). En obras menores estos procedimientos, por su complejidad, suelen no justificarse económicamente, siendo comúnmente razonable proyectar en base a la ecuación 63.2.

Las dificultades más grandes para prevenir la erosión subterránea se encuentran en los depósitos sedimentarios con capas de limos inorgánicos en contacto directo con otras de arena gruesa limpia o de grava. La erosión se produce en el limo, el que es llevado en suspensión hacia los pozos de alivio o hacia los manantiales. A su vez, si se evita la salida del material

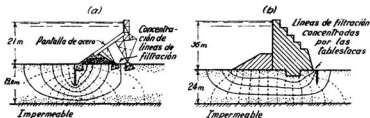


Fig. 63.6. Redes de filtración que muestran las concentraciones de líneas de corriente que originaron la rotura por sifonaje de dos diques: (a) dique Hauser Lake, Mont.; (b) dique del río Elwha, Wash.

a través de la capa de arena, cubriéndola con un filtro suficientemente fino para prevenir el escape del limo, el filtro obstruye el escurrimiento del agua a través de la capa de arena. Tales condiciones de estratificación excluyen con frecuencia la posibilidad de prevenir con seguridad la erosión subterránea por medio de filtros, y las fundaciones de las estructuras, aun cuando sean importantes, deben proyectarse sobre la base de una interpretación conservadora de la ecuación 63.2. Si se instalan pozos de alivio hay que tomar precauciones especiales (artículo 64).

### *Seguridad de los diques de hormigón con respecto al deslizamiento*

La superficie potencial de deslizamiento que atraviesa el subsuelo de un dique de hormigón puede hallarse situada dentro de un material muy permeable, como arena limpia; de un suelo de permeabilidad intermedia, como limo; o de una arcilla, que es prácticamente impermeable. En lo que sigue, solo se consideran las dos probabilidades extremas.

Si la superficie de deslizamiento está situada en arena, la resistencia total al deslizamiento  $S$ , en kilogramos por metro lineal de dique, es:

$$S = (P - U) \operatorname{tg} \phi$$

en la que

$P$  = presión vertical total en la base del dique, debida al peso del mismo y a la componente vertical de la presión del agua sobre las caras inclinadas del dique (kg por metro lineal).

$U$  = presión neutra total o subpresión en la base del dique (kg por metro lineal).

$\phi$  = ángulo de fricción entre hormigón y arena.

Como el valor de  $\operatorname{tg} \phi$  es comúnmente igual a 0,6 y como, además, la presión neutra  $U$  puede usualmente reducirse a un valor muy pequeño por medio de medidas de drenaje adecuadas, es raro el caso en que es difícil eliminar el peligro de deslizamientos.

Por el contrario, si el subsuelo contiene capas horizontales de arcilla blanda, o si el dique descansa sobre un espeso estrato de arcilla, puede resultar muy difícil establecer una resistencia adecuada contra el deslizamiento. Después que la arcilla situada debajo del dique se ha consolidado, el deslizamiento es resistido conjuntamente por la cohesión y por la fricción. Sin embargo, debido a la baja permeabilidad de la arcilla, la consolidación progresa muy lentamente, a una velocidad que raramente puede predecirse con exactitud. Por esta razón, es comúnmente aconsejable suponer que la resistencia a fricción es aún despreciable (condición  $\phi = 0$ ) al terminarse la obra y contar solo con la cohesión (artículo 18).

Para asegurar el dique indicado en la figura 63.8 contra el deslizamiento, antes de que la arcilla en que está fundado se hubiese consolidado, se ensanchó la base del mismo desde 33 hasta 75 metros, construyendo una platea de hormigón armado del lado agua arriba. Como la platea formaba

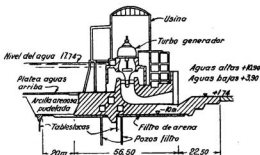


Fig. 63.7. Corte transversal de la usina hidroeléctrica del dique Svir III (Rusia). dique que descansa sobre un depósito potente de arcilla estratificada. La usina forma parte integrante del muro de embalse. (Según H. Graftio, 1936.)

una parte integral del dique, el deslizamiento fue resistido por la cohesión sobre toda la longitud de los 75 metros. El coeficiente de seguridad aumentó en forma continua, debido a la consolidación de la arcilla bajo el peso conjunto del dique y del agua situada encima de la platea, pues, para hacer el peso del agua efectivo, se drenó la parte inferior de la misma.

### Consideraciones sobre el asentamiento de fundaciones de diques

Si un dique es de tipo rígido, o contiene elementos rígidos, es necesario efectuar un cálculo de asentamiento, antes de iniciar la obra, para determinar si se requieren juntas entre las distintas partes de la estructura y, en tal caso, fijar cuánto movimiento debe anticiparse. Los métodos para efectuar el cálculo de asentamientos son los mismos que se describieron para calcular el asentamiento de edificios (véase artículo 41). Para completar el conocimiento con respecto al valor y distribución del futuro asentamiento, se puede con frecuencia utilizar el método de la observación directa en la obra (véase pág. 290). El relato siguiente, referente a un dique sobre el río Svir, en Rusia, va a servir de ejemplo (Graftio, 1936).

El dique comprende una sección que contiene la usina eléctrica (fig. 63.7) y otra que está constituida por una presa sumergible de hormigón simple (fig. 63.8). Todo el conjunto descansa sobre un depósito de arcilla estratificada altamente preconsolidada, que tiene un espesor de por lo menos 90 metros. Según el artículo 13, las predicciones de asentamientos debidos a la consolidación de arcillas preconsolidadas son siempre poco exactas. Por otro lado, el programa de construcción de la obra eliminaba la posibilidad de realizar investigaciones precisas del subsuelo, de modo que se decidió efectuar cálculos preliminares de asentamientos, en base a los resultados obtenidos del ensayo de unas pocas muestras representativas extraídas de una perforación. Los cálculos demostraron que se necesitaba una junta entre la zona de la usina y la zona del dique sumergible, y que además no era

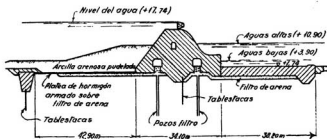
posible tolerar una unión rígida entre el cuerpo del dique y las plateas del mismo.

Los cálculos preliminares de asentamientos indicaron también que, al llenarse el embalse, la usina se inclinaría aguas arriba en aproximadamente  $1^\circ$ . Como las turbinas debían instalarse antes de llenar el embalse, y la inclinación calculada era muy superior al valor considerado como admisible por los proyectistas de las mismas, se decidió instalarlas con sus ejes inclinados, de modo que se tornaran verticales cuando se llenase el embalse. Para obtener un valor más exacto de la inclinación, los resultados de los ensayos preliminares del subsuelo fueron utilizados para calcular, para diferentes estados de la construcción, el desplazamiento de muchos puntos situados en o debajo de la superficie del terreno. A medida que progresaba la construcción se medía el desplazamiento. Se descubrió que los desplazamientos reales, en forma consistente, eran iguales a 0,35 veces los desplazamientos calculados; así que los ejes de las turbinas fueron dispuestos con una inclinación agua abajo de  $0,35^\circ$  y, cuando se llenó el embalse, se tornaron prácticamente verticales.

La mayoría de las presas de embalse de tipo rígido están situadas sobre depósitos aluviales de gran espesor con una estratificación relativamente regular. Por ello, se satisfacen comúnmente los requisitos previos para una predicción acertada del asentamiento.

### ***Pérdida de agua debido al escurrimiento***

Para cumplir con el requerimiento de que la pérdida de agua no exceda de una cantidad especificada, es necesario antes que nada tener un conocimiento de los coeficientes de permeabilidad  $k_a$  y  $k_v$  del subsuelo. Usualmente, la información se necesita ya cuando se estudia la factibilidad de la obra. Por debajo del nivel freático  $k_a$  debe ser determinada por ensayos de bombeo, mientras  $k_v$  se estima en base a los registros de las perforaciones. A los sedimentos situados arriba del nivel freático se le deben asignar



**Fig. 63.8.** Corte transversal del dique Svir III, de Rusia, que descansa sobre un potente depósito de arcilla. La estabilidad al deslizamiento se aumentó instalando una placa cargada en la parte agua arriba. (Según H. Graftio, 1936.)

los más altos valores compatibles con los resultados de ensayos de bombeo suplementados con los registros de las perforaciones.

Si la roca madre está situada a una profundidad moderada, se usan con frecuencia cortinas masivas de hormigón llevadas hasta la misma. Si, por el contrario, la profundidad de la roca madre es demasiado grande para permitir la instalación de una cortina que llegue hasta la roca, las alternativas principales son las cortinas inyectadas o las soleras impermeables dispuestas agua arriba (artículo 61).

#### Lecturas seleccionadas

- Terzaghi, K. (1929a), "Effect of minor geologic details on the safety of dams", *Am. Inst. Min. and Met. Eng.*, publicación técnica, N° 215, págs. 31-44.  
 Lane, E. W. (1935), "Security from under-seepage-masonry dams on earth foundations", *Trans. ASCE*, 100, págs. 1235-1351.

### ART. 64 SUPERVISIÓN DE LOS DIQUES DE EMBALSE DURANTE LA CONSTRUCCIÓN

#### *Propósito y amplitud de la supervisión*

El comportamiento de la fundación de un edificio o de un puente (Cap. 9) depende principalmente del término medio estadístico de las propiedades físicas de los principales estratos que componen el subsuelo del lugar, de modo que si en el proyecto de las fundaciones se han tenido propiamente en cuenta las incertidumbres inherentes a los resultados de la exploración del subsuelo, todos los detalles esenciales del proyecto se pueden cubrir en los planos y especificaciones preparadas con antelación a la construcción de la obra. Por ello, en la mayoría de los casos no es necesario tomar decisión alguna durante la construcción que afecte la seguridad de las fundaciones.

Por contraste, el comportamiento exitoso de una presa depende de muchos detalles del proyecto y la construcción que no pueden ser adecuadamente previstos en los planos y especificaciones antes de la contratación de la obra y de la limpieza del terreno de fundación. Estos incluyen, entre otros, la disposición de las instalaciones temporarias para drenar el lugar antes de comenzar a colocar los materiales de la presa, el procedimiento para compactar los materiales impermeables en la proximidad de cada una de las partes accidentadas del contacto con la fundación, la distribución en profundidad de las perforaciones de inyección en la roca defectuosa situada debajo de tales superficies y los detalles respecto a los medios para eliminar las posibilidades de un sifonaje. Para cubrir estas lagunas de los planos y de las especificaciones se requieren decisiones vitales a realizar durante la construcción, a veces de una manera perentoria por el ingeniero director de obra en cooperación con el contratista. No obstante, ninguna de estas personas están necesariamente alertas respecto de las consecuencias de sus decisiones. Por ello, el comportamiento de la estructura terminada puede resultar muy diferente de la que anticipara el proyectista, a menos de que se le dé una oportunidad para mantenerse en contacto

íntimo con la obra hasta que el embalse haya sido llenado por primera vez. El proyectista debe asegurarse también de que se mantenga un registro continuo de todos los detalles significativos del proyecto y de la construcción que no fueron previstos en los planos y especificaciones originales.

### ***Agotamiento de excavaciones***

La construcción de un dique va comúnmente precedida por una excavación y el desagüe del lugar. Si el lugar está situado sobre roca, nada se conoce antes de practicar la excavación respecto a la microtopografía de su superficie o respecto a la situación o localización de los puntos donde han de emerger manantiales de la misma, de modo que la distribución de sumideros y drenes solo puede disponerse en la propia obra. Si se colocan drenes en lugares donde resultan más convenientes y son inadecuadamente inyectados después que han servido su propósito, se puede producir una rotura por sifonaje muchos años después de completada la obra como consecuencia de la erosión subterránea a lo largo de los drenes. Por ello, la distribución de drenes y la técnica de su subsecuente inyección debe ser el objeto de aprobación o modificación por el proyectista, después que ha inspeccionado el lugar durante la construcción de la obra una vez practicada la limpieza del terreno. La posición real de los drenes instalados debe indicarse en los registros de obra.

### ***Superficies de contacto***

Después de haberlo limpiado, el fondo de la excavación realizada para instalar la presa puede resultar desparejo. Para unir adecuadamente la presa con la fundación se exige al contratista que coloque y compacte el material de contacto en capas delgadas. Pero no puede hacerlo sobre una superficie despareja utilizando el equipo normal, de modo que se ve tentado a llenar las depresiones con material inadecuadamente compactado. Por ello, es importante que tenga instrucciones especiales de parte del proyectista sobre la forma en que debe proceder, y que, además, sea inspeccionado cuidadosamente y sin interrupción hasta que se haya obtenido un área de trabajo suficientemente grande como para que opere sin dificultad el equipo de compactación. Es necesario también que el proyectista provea instrucciones especiales para la compactación del material del terraplén en la adyacencia de aquellos taludes que quedan muy desparejos, instrucciones que solo pueden concretarse en forma específica después que éstos se han limpiado y han sido examinados por el proyectista.

### ***Materiales de construcción***

El proyecto de una presa de tierra presupone que cada parte de la misma será razonablemente homogénea. Las desviaciones más dañinas en cuanto a homogeneidad están constituidas por la presencia de capas arenosas que atraviesan las partes impermeables o de capas limosas que cruzan aquellas permeables. Para evitar estos inconvenientes se requiere una tarea

continua de muestreo y ensayo a medida que se construye el terraplén. El proyectista solo puede preparar especificaciones adecuadas para que estas operaciones se realicen en forma conveniente después que ha tenido una oportunidad de examinar la forma en que se presenta la estratificación del material de préstamo en el terreno. Todo material inadecuado debe ser rechazado.

Antes de iniciar la construcción, las propiedades físicas de los materiales de la zona de préstamos suelen conocerse solamente a lo largo de líneas verticales que pueden estar separadas entre sí en varias decenas de metros. Por ello, es siempre posible que durante la construcción se descubra que los volúmenes de materiales disponibles con las propiedades especificadas sean mucho menores de los que había previsto el proyectista. Cuando se descubre una situación de este tipo debe notificarse al proyectista sin demora, a fin de que modifique los límites establecidos entre las distintas zonas. Nunca debe dejarse una decisión de esta naturaleza en manos del personal de obra.

Para obtener seguridades de que la compresibilidad de la escollera arrojada será razonablemente uniforme, en las especificaciones se suele establecer un porcentaje admisible máximo de "finos". No obstante, si la cantera está situada en formaciones rocosas que contienen zonas que han sido cizalladas por corte, o si el espaciamiento entre diaclasas cambia dentro de distancias cortas, resulta difícil determinar si el contratista cumple o no con las especificaciones. Solo se puede obtener una seguridad razonablemente adecuada cuando inspectores conscientes vigilan las operaciones de carga en la cantera, de modo que clasifican, aceptan o rechazan cada montón de material durante la carga. Aun en estas condiciones no debe esperarse una estricta adhesión a las especificaciones.

### *Medios para prevenir el sifonaje*

El sifonaje puede prevenirse por medio de pozos de alivio y filtros invertidos bien proyectados. Cuando el subsuelo es bastante homogéneo y bien graduado, la instalación de estos detalles es una operación de rutina que puede llevarse a cabo de acuerdo con los planos y las especificaciones preparadas antes de llamar a licitación.

Si el suelo contiene estratos continuos de arena uniforme muy fina o de limo no plástico, del llamado "polvo de roca", que cubren gruesos estratos de arena limpia o grava, las líneas de erosión potencial que se desarrollan en el subsuelo están situadas a lo largo del límite de separación entre estos dos tipos de materiales. Ahora bien, si un filtro que abarca la superficie de separación mencionada tiene en todos lados la misma composición, el filtro resulta demasiado grueso para impedir el arrastre de las partículas finas, o demasiado fino para permitir el drenaje libre del agua contenida en el estrato grueso. Por ello, cuando en la instalación de los pozos de alivio se encuentra una estratificación de este tipo, la longitud de las partes permeables de los pozos debe limitarse a la porción central de los afloramientos que corresponden a los estratos de granos gruesos.

Como los espesores y niveles de los estratos pueden cambiar de un pozo a otro, es indispensable mantener un registro detallado de su secuencia a medida que se perfora cada pozo, para decidir directamente en la obra el procedimiento de instalación que le corresponde a cada uno de ellos.

Las condiciones más difíciles y desfavorables se encuentran en aquellos sedimentos acuíferos que, teniendo una estratificación errática, contienen capas o lentes de arena muy fina o limo no plástico en contacto directo con materiales de granos muy gruesos y muy permeables. En formaciones de este tipo puede resultar imposible impedir la descarga continua y excesiva de limo dentro de, por lo menos, uno de los pozos filtros. Más aún, mientras se llena el embalse por primera vez, puede ocurrir que agua abajo de la línea de pozos filtro se produzcan grandes manantiales que descargan agua que arrastra limo. La adopción de medidas adecuadas para impedir la descarga de limo en tal tipo de manantiales puede exigir la experimentación paciente en el terreno debido a que la forma en que se produce el escurrimiento del agua hacia los manantiales es desconocida y permanece desconocida, cualquiera sea el número de pozos de observación, ya que los registros siempre dejan un ancho margen para la interpretación.

En algunos casos, las observaciones realizadas durante el primer llenado del embalse pueden demostrar que para satisfacer todos los requerimientos esenciales de la seguridad solo hace falta completar con detalles menores el programa original de drenaje (Terzaghi y Leps, 1960). En otros lugares que tienen depósitos geológicos similares pueden, en cambio, encontrarse dificultades muy graves (Terzaghi, 1961b).

Cualesquiera sean las condiciones del subsuelo, los medios para prevenir el sifonaje deben ser total y permanentemente adecuados. En caso contrario, tarde o temprano se puede desarrollar una rotura catastrófica. Por ello, los esfuerzos para parar la erosión subterránea deben continuar hasta obtener resultados exitosos. En los casos en que durante el primer llenado aparece agua abajo un poderoso manantial, que rompiendo el terreno descarga agua cargada de sedimento, puede resultar necesario suspender el llenado hasta que el manantial haya sido controlado.

#### Lecturas seleccionadas

- Bjerrum, L. 1960, "Some notes on Terzaghi's method of working". Del libro *From theory to practice in soil mechanics*, Nueva York, John Wiley & Sons, págs. 22-25.
- Terzaghi, K. (1960c), "Report on the proposed storage dam south of Lower Stillwater lake on the Cheakamus river, B.C.". Del libro *From theory to practice in soil mechanics*, Nueva York, John Wiley & Sons, págs. 395-408. Reproduce un informe de trabajo ejemplificando una cuidadosa supervisión de obra con esencial cuidado en los detalles.

## Capítulo 12

### OBSERVACIONES DE COMPORTAMIENTO

#### ART. 65 PROPÓSITO Y AMPLITUD DE LAS OBSERVACIONES DE COMPORTAMIENTO

##### *Introducción*

Las observaciones que se realizan en el terreno sirven en general dos propósitos. En primera instancia permiten la eliminación, durante el período de la construcción, de los defectos de proyecto resultante de los inevitables claros en el conocimiento de las condiciones del subsuelo existentes en el momento que se preparan los planos de obra. En segunda instancia, proveen información durante y después de la construcción respecto a los efectos que las operaciones de construcción originan en el subsuelo y a las correspondientes acciones que los cambios producidos en el subsuelo ejercen sobre la estructura. De acuerdo con sus funciones específicas, las observaciones realizadas en el terreno se pueden clasificar y describir en cinco categorías.

##### *Observaciones que sirven para detectar signos de peligro inminente*

Con frecuencia se ha manifestado que un accidente, producido durante la construcción de una obra de tierra, se desarrolló sin aviso previo. En realidad, se debió haber dicho que los síntomas del inminente accidente escaparon a la atención de los observadores y responsables, porque ellos no anticiparon la posibilidad que el mismo se desarrollara y omitieron observar sus síntomas por medio de dispositivos suficientemente sensibles. En muchos casos, aun la presencia de claros signos de una rotura inminente escaparon a la atención no solo de los legos sino también de los ingenieros. Dos días antes que ocurriera un deslizamiento catastrófico en Suiza, las abejas dejaron sus panales y el ganado se puso nervioso escapando hacia las zonas seguras. No obstante, los habitantes de una villa situada en el camino del deslizamiento fueron tomados por sorpresa. De idéntica manera, mientras se construía en Alemania un terraplén para camino sobre una pendiente suave de arcilla, los trabajadores protestaron manifestando que la arcilla estaba adquiriendo "vida" y que se podía producir un deslizamiento. El deslizamiento se produjo un día después que una comisión de ingenieros,

que había examinado el lugar para investigar la condición informada por los trabajadores, llegara a la conclusión de que el talud era seguro.

La mayoría de los accidentes que ocurren por sorpresa se deben a la subpresión hidrostática y a las fuerzas creadas por el escurrimiento del agua. Todas las previsiones respecto al desarrollo de estas fuerzas son más o menos inciertas y la experiencia ha ido demostrando que las condiciones de permeabilidad pueden cambiar con el tiempo durante meses o años después de terminada la construcción. Por ello, siempre que exista la posibilidad de que la subpresión, o las presiones de filtración, puedan ser las causantes de un accidente es deber de los ingenieros observar y controlar las condiciones hidráulicas hasta que éstas se hayan estabilizado.

Las roturas de taludes por deslizamiento y las roturas completas de fundación van precedidas por desplazamientos, que aumentan a un ritmo creciente cuando se desarrollan simultáneamente con un incremento de tensiones, o que aumentan a un ritmo prácticamente constante cuando las tensiones también permanecen constantes. Estos síntomas pueden ser detectados observando puntos de referencia bien elegidos en las zonas de movimiento potencial, como los instalados, por ejemplo, por los ingenieros de ferrocarriles para parar el tránsito antes de que ocurran deslizamientos en zonas peligrosas de sus líneas donde señales automáticas, ajustadas para que funcionen tan pronto el desplazamiento horizontal de ciertos puntos de referencia excedan determinados valores, detienen el tránsito.

### ***Observaciones del terreno destinadas a proveer información vital durante la construcción***

En muchos casos, la seguridad de una presa requiere el drenaje del suelo natural adyacente por medio de perforaciones, pozos o túneles. La información que se obtiene de las perforaciones de sondeo raramente resulta suficiente para servir como única base para disponer la distribución del drenaje. Por ello, al principio solo se instalan los dispositivos de drenaje más urgentes; el resto se construye después que las condiciones de drenaje se tornan evidentes como resultado de las observaciones de las presiones hidráulicas desarrolladas durante el primer llenado del embalse. Otro ejemplo del uso de observaciones del terreno para obtener información vital para el proyecto se describe en el artículo 63. Se sabía, por cálculos preliminares basados en ensayos del suelo, que el llenado del embalse causaría una inclinación apreciable en los ejes de las turbinas de la casa de máquinas. Para obtener un valor fehaciente de la magnitud que adquiriría la inclinación, durante la construcción se realizaron observaciones de asentamiento e hinchamiento en un número de puntos preestablecidos, con cuyos valores se calcularon las propiedades del suelo, necesarias para hacer concordar los cálculos con las observaciones. La inclinación se volvió a calcular entonces con la ayuda de los valores corregidos y las turbinas se construyeron con una inclinación inicial opuesta a la que experimentarían sus ejes. Mientras se llenaba el embalse, los ejes de las turbinas se verticalizaron.

***Observaciones del terreno a realizar antes de efectuar submuraciones***

Teniendo en cuenta que, en el estado actual del conocimiento, se puede predecir por lo menos el orden de magnitud de los asentamientos antes de iniciar la construcción, no se deberían producir situaciones en las que se desarrollase un asentamiento excesivo de una estructura. De producirse sin haberlo anticipado a causa de un reconocimiento inadecuado del subsuelo, la primera medida a tomar para proyectar la corrección necesaria es explorar el subsuelo por medio de sondeos y de ensayos. Si los resultados dejan duda respecto a la fuente de los asentamientos, se deben establecer puntos subterráneos de referencia para ser observados hasta que dicha fuente se torne evidente. En caso contrario, el dinero empleado en la submuración puede resultar malgastado.

Se dio el caso de una estructura en la cual, después de haber sido practicada la submuración, se descubrió que las grietas de corte producidas en las paredes se debían a la compresión desigual de juntas de mortero excesivamente gruesas. En otro caso se encontró, también después de haber submurado, que la fuente de los asentamientos estaba varios metros más abajo que la base de los pilares utilizados en la submuración.

***Observaciones del terreno como medios para mejorar métodos de construcción***

Algunos procedimientos constructivos han sido fuertemente influidos por concepciones teóricas erróneas. Otros dejan todavía un gran margen para el mejoramiento. En estos casos solo se puede avanzar procesando los resultados de observaciones adecuadas, realizadas en el terreno utilizando procedimientos que no son otra cosa que el uso inteligente de tanteos llevados a la práctica con datos pertinentes. Por ejemplo: el apuntalamiento de los cortes del subterráneo de Berlín se proyectó durante varias décadas en la hipótesis, basada en concepciones teóricas erróneas, de que la distribución de las presiones era hidrostática. En 1936 se descubrió, recurriendo a mediciones en el terreno, que la distribución real era aproximadamente parabólica y en base a este descubrimiento se dispuso un arreglo más adecuado de los puntales que forman parte del acodalamiento.

Toda vez que se practican excavaciones a cielo abierto o construyen túneles dentro de las ciudades debe tenerse el cuidado de que la superficie no experimente un asiento mayor que el mínimo compatible con el procedimiento general de construcción que se está utilizando. En Chicago, observando el efecto que las modificaciones en el procedimiento de construcción producía en la magnitud del asentamiento, fue posible reducirlo durante las primeras etapas de la construcción a una pequeña parte de la magnitud que alcanzara al inicio de la obra.

***Observaciones del terreno realizadas para acumular experiencia local***

En las ciudades, la experiencia local relativa a las fundaciones se sintetiza en códigos de edificación que contienen tablas con presiones admisibles y reglas para determinar las cargas de trabajo de los pilotes. Para

evitar la aplicación errónea de estas tablas y reglas y aumentar su utilidad, las organizaciones municipales debieran acumular datos respecto al comportamiento de casos reales. Estos historiales deben contener, por ejemplo, el registro de los asentamientos asociados con las presiones admisibles adoptadas para zapatas de diferentes tipos y tamaños situadas a distintas profundidades debajo de la superficie. Sin esta información suplementaria, el comportamiento no satisfactorio de las fundaciones seguirá produciéndose con una frecuencia no disminuida, a pesar de los códigos de edificación, debido a que el asentamiento depende de muchos factores ajenos a la carga unitaria o a la carga por pilotes (artículos 40 y 41).

### ***Observaciones en el terreno para producir evidencia en juicios***

Los juicios se originan frecuentemente en razón de conflictos entre el comitente y el contratista debido a defectos en la estructura terminada, o bien entre el primero y un vecino respecto a daños producidos en la propiedad de este último durante la construcción. Cualquiera sea el caso, solo se puede esperar una decisión ecuaníme si se conocen las causas y la naturaleza del contratiempo. Así, por ejemplo, si el contratista o el comitente puede probar que había anticipado la dificultad, observado su progreso durante la construcción y hecho todo lo posible para evitarla, se encontrará en una posición mucho más favorable que si el contratiempo lo tomó por sorpresa. El elemento sorpresivo no solo daña su reputación profesional sino que además puede afectar su situación financiera. En varios casos el asentamiento excesivo se asignó a fundaciones defectuosas sobre pilotes en la hipótesis de que el número y la calidad de los pilotes era inadecuada. Observando puntos de referencia en la superficie fue posible probar que la fuente de los asentamientos era mucho más profunda que la punta de los pilotes y esta evidencia cambió totalmente el aspecto legal de la situación litigada.

### ***Observaciones del terreno para comprobar teorías***

Se ha insistido repetidamente que en mecánica de suelos ninguna teoría nueva debiera ser aceptada para uso práctico sin una amplia demostración por medio de observaciones en el terreno que prueben de que al menos resulta razonablemente exacta bajo una variedad de condiciones. Uno o dos conjuntos de observaciones no se pueden considerar como evidencia conclusiva. Las observaciones para comprobar teorías deben encararse solamente en aquellas obras donde las condiciones del subsuelo son inusualmente claras, simples y completamente conocidas. En los casos en que esta condición se satisface, se justifican hasta las investigaciones muy elaboradas, como la medición de la presión del suelo en la base y en los costados de las estructuras.

Las grandes organizaciones permanentes que se dedican a la construcción, como lo son en los EE.UU. Ingenieros del Ejército, el Bureau of Reclamation, el Bureau of Public Roads y otras reparticiones de servicios

públicos, tienen un gran interés en reducir el costo de la construcción mejorando el proyecto y, por tanto, están entre los principales beneficiarios del progreso en el conocimiento teórico, de modo que se justifica en tales casos el gasto de sumas considerables para llevar a cabo extensas observaciones en el terreno. Para ello, a veces, hasta las obras pequeñas ofrecen oportunidades excepcionales para producir un aumento significativo en el conocimiento.

### *Conclusión*

La práctica de hacer observaciones en el terreno ha aumentado últimamente en forma rápida, tanto entre las organizaciones públicas como entre los contratistas, con efectos muy beneficiosos para el proyecto y la construcción. En el estado actual de la técnica, un programa adecuado de observaciones del terreno reduce generalmente el riesgo de accidentes por sorpresa a una pequeña fracción del riesgo que se tenía antiguamente. Este hecho no dejará de tener una influencia decisiva en las actuaciones legales que surgiesen como consecuencia de accidentes producidos durante la construcción de túneles, excavaciones a cielo abierto, presas y fundaciones.

Desde el punto de vista técnico, las observaciones en el terreno se pueden dividir en cuatro grupos principales: medición de desplazamientos, de la presión del agua contenida en los poros, de la carga que soportan puntales y otros métodos de acodalamiento, y medición del empuje unitario o de la presión que ejercen las tierras por medio de células de presión.

Para preparar un programa satisfactorio para cualquier tipo de observación, el proyectista debe tener una clara concepción del propósito que persigue y además ser capaz de predecir y anticipar los resultados de una manera más o menos general. Caso contrario, es probable que indique observaciones en puntos donde no se necesitan y no las especifique en otros donde la información resulta esencial, de modo que los registros contendrán una duplicación innecesaria, a la vez que lagunas en la información.

La instalación de puntos de referencia y pozos de observación puede ser hecha por cualquier ingeniero o contratista competente sobre la base de especificaciones detalladas, y su lectura es una cuestión de rutina.

La medición de las cargas que soportan los puntales requiere capacidad para adaptar los procedimientos generales a las condiciones locales, razón por la cual tal tipo de mediciones debe ser hecha por un ingeniero bien entrenado en ensayos a escala natural.

La instalación de dispositivos para medir la presión del agua contenida en los poros de arcilla y la de células de presión para medir el empuje unitario requiere un conocimiento íntimo de todos los factores que pueden llegar a influir sobre el funcionamiento de los dispositivos de medición. Un descuido simple o un pequeño defecto en la instalación puede arruinar todo el trabajo. Por ello, la instalación de tal tipo de dispositivos no se puede manejar como una cuestión de rutina. Requiere la supervisión continua y cuidadosa de un ingeniero competente con un conocimiento profundo

de los procesos físicos involucrados y de todas las particularidades de los instrumentos que se utilizan.

## ART. 66 MEDICIÓN DE DESPLAZAMIENTOS

### *Propósito y naturaleza de las observaciones*

Las observaciones en el terreno pueden servir para detectar el desplazamiento o la deformación de una estructura soportada por una fundación, localizar la fuente de los asentamientos en el terreno por debajo de la estructura, detectar síntomas de rotura inminente de un talud o revelar la deformación de una estructura flexible, como un túnel tubular, que está totalmente enterrada.

Los desplazamientos verticales van comúnmente asociados con el asentamiento o el levantamiento de estructuras, y las observaciones para determinar la magnitud del movimiento experimentado pueden o no estar combinadas con mediciones que sirvan para localizar las fuentes del asentamiento o levantamiento. Se producen desplazamientos horizontales en una estructura cuando la misma está solicitada por fuerzas horizontales, como el empuje del agua o de la tierra. Cuando existen tanto fuerzas verticales como horizontales, la estructura puede inclinarse, inclinación que puede determinarse observando el movimiento vertical de dos líneas de puntos de medición situados a distinto nivel, o el asentamiento de dos líneas de puntos de medición separadas horizontalmente. La rotura de un talud, a menos que sea causada por una pérdida instantánea de resistencia al corte provocada por un exceso de presión hidrostática, va precedida por el alabeo de la superficie del terreno. Este alabeo puede detectarse por medio de puntos de observación situados a lo largo de líneas que, según la experiencia, es probable que experimenten la máxima desviación desde su posición original. Como la posición de estas líneas solo puede ser estimada, la distribución del sistema de puntos de observación requiere criterio sano respecto a las deformaciones que se van a producir. La ubicación de la superficie de deslizamiento y la observación de la velocidad de desplazamiento a lo largo de esa superficie requieren la instalación de tubos verticales flexibles cuya forma pueda determinarse de tiempo en tiempo por medio de instrumentos especiales. La medición de las deformaciones que experimentan las estructuras enterradas solo requiere la determinación periódica de las dimensiones interiores en las direcciones aproximadas de máximo ensanche y máximo angostamiento. Estas dimensiones se pueden determinar por medio de aparatos muy simples.

### *Observación de asentamientos*

El propósito de las observaciones de asentamiento es el de proveer información respecto a su magnitud, velocidad y distribución. El asentamiento de la base de una estructura y de puntos adecuadamente seleccionados situados por debajo de la cota a que apoya dicha base sirven al

propósito mencionado. Lo común es que solo se hagan observaciones del primer tipo. Según las circunstancias, estas observaciones pueden ser necesarias únicamente durante un tiempo comparativamente corto para determinar, por ejemplo, si una estructura asienta excesivamente durante la excavación para construir un sótano adyacente, o extenderse durante muchos años y con gran precisión para permitir comparar el asentamiento de un edificio bajo su peso con el asentamiento previsto en base a la teoría y a los ensayos de suelo.

El primer requerimiento para efectuar una observación adecuada del asentamiento es disponer de un buen punto fijo de referencia. Con preferencia, aun para una serie de observaciones de corta duración, el punto fijo de referencia debiera estar fundado sobre roca o sobre algún estrato que con seguridad no se asienta. Como no siempre es posible construir tal tipo de punto de referencia, en situaciones semejantes se ha hecho costumbre utilizar un edificio existente a cierta distancia de la estructura que se va a observar. En tal caso, si no existe un registro fehaciente del asentamiento del edificio elegido como punto fijo, conviene establecer por lo menos dos o preferiblemente tres referencias independientes utilizando edificios de distinta edad, situados en diferentes lados respecto de la estructura que se va a observar. Debido al inevitable descenso de la superficie del terreno en la vecindad del área cargada, la menor distancia entre el punto fijo de referencia y el edificio bajo observación nunca debe ser inferior a dos veces el ancho del edificio. En ciertas ciudades como Boston y New Orleans no se puede confiar en un punto fijo, salvo que se establezca en el fondo de una perforación profunda que penetra dentro de un estrato duro. En Cambridge, Massachusetts, por ejemplo, una gran área a lo largo de la Avda. Massachusetts experimentó asentamientos variables entre 0 y 60 cm en un período de 40 años. Es dable pensar que descensos similares y singularmente extendidos se produzcan también en toda ciudad construida sobre capas de arcilla o de limo, de modo que las observaciones referidas a puntos fijos ubicados en estructuras vecinas no proporcionan otra cosa que información respecto a los asentamientos diferenciales entre la estructura que se observa y el hundimiento general de la superficie que la circunda. En tales circunstancias, sería deseable que las autoridades municipales construyeran unos pocos puntos fijos de referencia en el fondo de perforaciones, que sirvan para controlar la elevación de puntos auxiliares de referencia de tiempo en tiempo.

La figura 66.1 muestra un punto fijo de referencia adecuado para nivelaciones de precisión, de largo alcance en el tiempo, apto para una estructura situada por encima de un espeso depósito compresible (Bjerrum et al., 1965). Como la camisa exterior puede ser comprimida por las fuerzas provocadas por la fricción negativa debida al asentamiento del suelo circundante, el punto fijo está constituido por la parte superior de una barra interior que no está influida por las deformaciones de la camisa.

Los puntos de medición colocados sobre las estructuras deben ser fácilmente accesibles al observador y bien protegidos contra cualquier daño. Si el período de observación es corto y el propósito es registrar los movi-

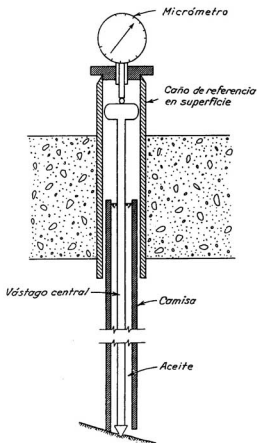


Fig. 66.1. Punto fijo profundo y referencia superficial adecuados para nivelaciones de precisión de larga duración.

mientos que se producen en una construcción adyacente, pueden bastar marcas o ranuras practicadas en las paredes y columnas de la estructura que se va a observar. Por el contrario, si las observaciones deben continuar durante cierto tiempo hay que adoptar medidas contra la corrosión y el desgaste. El número de puntos de observación debe ser numeroso, como para permitir el dibujo de curvas suficientemente correctas de iguales asentamientos, como lo muestran las figuras 56.7, 56.8 y 69.2 y, para satisfacer ese requerimiento, por lo menos las dos terceras partes de los puntos de medición deben situarse en el interior de la estructura. En estructuras

con sensibilidad ordinaria basta un punto de medición por cada 20 m<sup>2</sup> de terreno cubierto.

Las observaciones se pueden realizar por medio de un nivel común o bien con un nivel de agua. El nivel común se ha usado mucho en el pasado y es en general satisfactorio para observar puntos de medición situados en la parte exterior de la estructura, pero suele resultar inconveniente en el interior, donde existen muchas obstrucciones, como columnas y tabiques. La exactitud de las lecturas de asentamientos obtenidas con el nivel común no supera en general a unos 3 mm.

Se obtiene una mejor exactitud y una mayor conveniencia de observación, en particular en los lugares obstruidos, utilizando el nivel de agua que se indica en la figura 66.2a (Terzaghi, 1938b). Consiste en dos tubos de vidrio unidos entre sí por una manguera de goma, llenos de agua. En cada tubo de vidrio, la posición del nivel del agua se mide utilizando un micrómetro a tornillo. Como las distancias verticales  $z_0$  son constantes e iguales para ambos tubos, la medición de  $z_1$  y  $z_2$  por medio del tornillo micrométrico provee la diferencia de elevación entre dos puntos como igual a  $z_1 - z_2$ . El error inherente al uso de este dispositivo es aproximadamente de 0,005 cm. Con el objeto de eliminar errores sistemáticos y proveer un control de las lecturas individuales, es deseable determinar la diferencia de elevación entre dos puntos de medición con los tubos de vidrio en una posición y después repetir las operaciones con los tubos de vidrio intercambiados. Debe tenerse cuidado de que toda la manguera esté al sol o en la sombra, pues la diferencia de densidad del agua, causada por la dife-

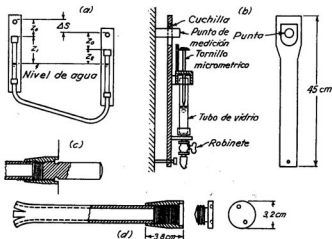


Fig. 66.2. (a) Diagrama esquemático de un nivel de agua; (b) detalle de los tubos de vidrio y del tornillo micrométrico utilizados para medir; (c) punto de observación; (d) detalle de la tapa de protección utilizada antes de empotrar el caño en su lugar (según Terzaghi, 1938b).

rencia de temperatura, puede introducir un error considerable. Diferencias en la presión atmosférica en los tubos pueden también conducir a errores significativos. Eliminando los micrómetros a tornillos y leyendo el nivel del agua con una escala graduada adosada al tubo de vidrio, se obtiene un nivel de agua muy simple que puede leerse con una aproximación de alrededor de 1 mm.

Los puntos de observación ilustrados por la figura 66.2d satisfacen el requerimiento de ser accesibles y permanentes. Consisten en un pequeño trozo de caño embebido totalmente en la pared, cuyo extremo se cubre con un tapón de cobre a ras con la superficie de la misma. Para hacer observaciones de asentamiento se retira el tapón y se remplace temporalmente con una extensión cilíndrica (fig. 66.2c).

Cualquiera sea el tipo de instrumento, es deseable hacer un circuito completo que comience en el punto fijo de referencia, incluya a todos los puntos de observación y retorne al punto de referencia. De esta manera se determina el error total cometido. El valor de este error debe siempre incluirse en los registros de los respectivos asentamientos.

Para medir el asentamiento de la cresta de una presa o del fondo de una galería de inspección puede resultar conveniente instalar una cañería permanente equipada a intervalos con tubos verticales transparentes. El nivel del agua en los tubos sirve como un nivel de comparación a partir del cual se determina la distancia vertical al punto de medición situado sobre la estructura o en la cañería misma.

Cualquiera sea la característica del relevamiento de asentamientos sobre algunos puntos elegidos se deben hacer observaciones sistemáticas con intervalos de tiempo suficientemente cortos como para permitir la construcción de adecuadas curvas tiempo-asentamiento para cada uno de ellos. Tan pronto se han instalado los puntos de medición, debe hacerse un relevamiento general antes de iniciar los trabajos de construcción. Si las observaciones tienen por objeto determinar los asentamientos que pudieran causar una excavación o construcción vecina, se deben realizar relevamientos adicionales a intervalos frecuentes, en algunos casos diariamente, mientras la construcción procede en forma activa. Después, los intervalos pueden espaciarse hasta que resulte evidente que los movimientos han cesado. No es, sin embargo, infrecuente que los períodos de reajuste se extiendan por varios meses, o aun un año, de modo que las observaciones no deben interrumpirse prematuramente. Si las observaciones tienen por propósito determinar el asentamiento de una estructura bajo sus propias cargas, el primer conjunto de lecturas debe hacerse antes que las fundaciones soporten carga alguna. Hay que realizar lecturas completas una o dos veces durante la construcción: una vez terminada ésta, cuando actúan todas las cargas de peso propio; tan pronto como se le haya agregado la sobrecarga y, después, por lo menos una vez por año hasta que el asentamiento termina.

Cuando lo que se desea es determinar la fuente de los asentamientos o la distribución de la compresión del suelo a lo largo de líneas verticales, resulta necesario ubicar puntos de observación subterráneos a varias pro-

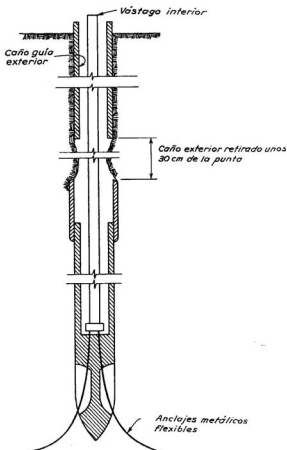


Fig. 66.3. Punto de observación Borros (según Bjerrum et al., 1965).

fundidades. Para establecer un punto de observación subterráneo, se practica una perforación hasta la profundidad necesaria, la que se encamisa con un caño de  $2\frac{1}{2}$ ". Se llena la parte inferior en una altura de unos 0,50 a 1,00 m con hormigón y se hace descender un caño de 1" que se introduce dentro del hormigón mientras éste está fresco. La parte del caño que queda por encima del concreto debe estar bien engrasada. Se retira entonces la camisa hasta que su fondo se sitúe unos 50 cm por encima del hormigón, con lo cual el extremo superior del caño de 1" sirve de punto de medición. La camisa debe ser cubierta con una tapa adecuada para proteger la parte

superior del caño de 1". Un tipo conveniente de punto de medición subterránea lo constituye el dispositivo llamado *punto Borros* (Bjerrum et al., 1965), que se caracteriza porque la barra interior se prolonga en su parte inferior en tres anclajes flexibles que pueden forzarse dentro del terreno para formar un soporte que impida el movimiento entre el fondo del punto de medición y el suelo circundante (fig. 66.3).

Antes de instalar puntos de observación deben realizarse perforaciones exploratorias que permitan una visualización de las fuentes del asentamiento. Por lo menos hay que instalar un punto de observación en el límite superior y otro en el límite inferior de cada estrato que pueda contribuir al asentamiento.

En muchos casos es necesario determinar el asentamiento de la base de un terraplén debido a la compresión del suelo inferior, sabiendo que la compresión del propio terraplén es insignificante. Bajo estas circunstancias, se instalan comúnmente *asentímetros de placa* (fig. 66.4) sobre la superficie del terreno natural antes de iniciar la construcción del terraplén. El tamaño de la placa depende de la compresibilidad y uniformidad de los materiales superficiales situados debajo del terraplén. La placa va provista de una pestaña a la cual se une un trozo de caño usualmente de 1,50 m de longitud. A medida que se levanta el terraplén se agregan trozos adicio-

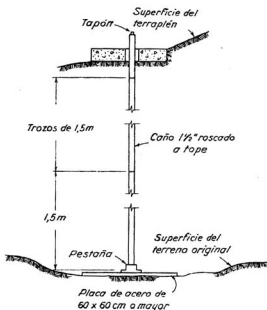


Fig. 66.4. Asentímetro de placa para determinar el asentamiento de la base de un terraplén.

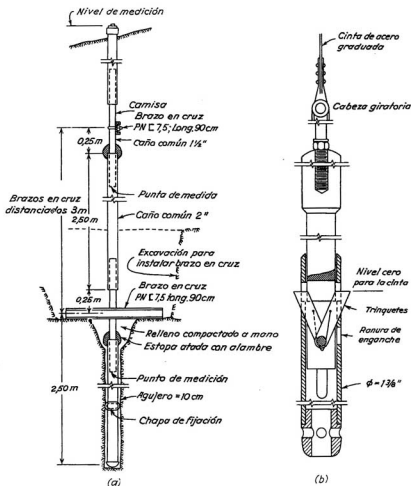


Fig. 66.5. Dispositivo desarrollado por el U.S. Bureau of Reclamation para medir asentamientos dentro de un dique. (a) Disposición de los brazos en cruz; (b) torpedeo para medir (según U.S.B.R., 1963).

nales de caño, determinando antes de cada prolongación el nivel del último trozo instalado e inmediatamente después la elevación de la parte superior del nuevo agregado. De esta manera se obtiene el asentamiento producido por el incremento del peso del terraplén. Como la elevación del caño sobre el nivel de trabajo interfiere con las operaciones de terraplenado y com-

pactación, alrededor de cada asentímetro el terraplén debe colocarse y compactarse a mano. La exactitud de los resultados que se obtienen con este tipo de medición es del orden de 1 cm.

Cuando se trata de la construcción de presas de tierra y otros terraplenes de gran altura, el asentamiento producido por compresión del propio terraplén puede ser tan importante como el originado por la fundación. La instalación de un conjunto de placas para medir el asentamiento a distintos niveles produciría la información requerida pero interferiría mucho con la colocación del terraplén. Por ello, se han desarrollado asentímetros múltiples que permiten la observación a distintos niveles utilizando una única instalación. La figura 66.5a muestra uno de estos dispositivos, que ha sido desarrollado por el U.S. Bureau of Reclamation, el que consiste en una serie de caños dentro de los cuales, a intervalos de 1,50 ó 3 m, se insertan otros que llevan brazos en cruz que cumplen la función de las placas de asentamiento. La posición de los caños menores deslizantes, y por tanto el nivel de los brazos en cruz, se determinan y miden por medio de un torpedo (fig. 66.5b) que contiene un conjunto de trinquetes que se engranan en la parte inferior del tubo deslizante (USBR, 1963). El dispositivo ha sido usado exitosamente en muchos grandes diques.

Los asentamientos que se producen en el interior de un terraplén también pueden medirse utilizando un dispositivo en nivel de agua (Mallet y Pacquant, 1951). Este aparato (fig. 66.6) elimina la necesidad de instalar caños de elevación en el terraplén que interfieren con las operaciones de construcción. Aun cuando el principio de este dispositivo es simple, se requiere una atención meticulosa respecto a los detalles, si es que se desean obtener resultados satisfactorios. La presencia de burbujas de agua en las líneas conduce a errores intolerables, que deben evitarse haciendo circular agua a través de las cañerías antes de efectuar una observación. La cámara de desborde situada en correspondencia con la célula de observación debe ser purgada a presión atmosférica. Como la mayoría de los terraplenes altos experimentan no sólo un asentamiento sino un ensanchamiento horizontal, los conductos que van desde la célula hasta el punto de medición deben poder acomodarse a los movimientos sin llegar a su rotura. La exactitud de las mediciones no es usualmente mayor de 1 cm.

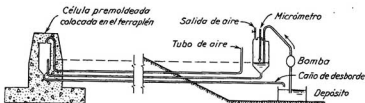


Fig. 66.6. Nivel de agua para medir el asentamiento de un punto en el interior de una presa (según Mallet y Pacquant, 1951).

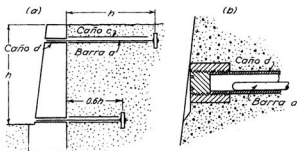


Fig. 66.7. (a) Diagrama de instalación para observar el movimiento de un muro de sostenimiento; (b) detalle de la barra de medición y del tapón de protección en la cara del muro.

### **Observación de desplazamientos horizontales de estructuras**

Este grupo de mediciones comprende la observación del desplazamiento de la cresta de muros de sostenimiento o ataguías y de la inclinación de tal tipo de estructuras.

La medición de los desplazamientos horizontales a lo largo de una línea, como la cresta de una ataguía, requiere el uso de un buen teodolito con una sólida fundación para apoyarlo mientras se realizan las observaciones y, al menos, dos puntos fijos a los cuales se pueda dar fe como referencia del registro que se realiza. De preferencia, el teodolito debe instalarse de tal manera que las lecturas se puedan realizar sosteniendo horizontalmente una regla graduada contra los puntos de medición. Con el uso de este procedimiento es posible hacer lecturas con una precisión de alrededor de 2 mm. Al seleccionar la posición de la fundación sólida para soportar el teodolito, debe tenerse en cuenta la probable magnitud del desplazamiento anticipado.

Los desplazamientos horizontales de los muros de sostenimiento pueden medirse por medio de un teodolito en la forma en que se describió en el párrafo anterior. Se pueden, empero, obtener mediciones más exactas con menos esfuerzo mediante la ayuda de barras horizontales dispuestas como lo muestra la figura 66.7. Uno de los extremos de cada barra se ancla en una parte estacionaria del terreno a una distancia considerable del muro de sostenimiento. La parte media de la barra se coloca dentro de un caño  $c$  y el extremo exterior en un caño  $d$  embebido en el muro a observar.

Se mide la distancia entre el extremo frontal del caño que sirve como punto de referencia y el extremo libre de la barra. Si se requiere una gran exactitud, la regla que se usa para medir la distancia puede equiparse con un vernier.

Si los desplazamientos se deben totalmente a un movimiento de inclinación pueden observarse utilizando una plomada, ya que los despla-

mientos angulares producen un cambio en la distancia que separa un punto de observación colocado en la pared y la posición de la plomada libremente suspendida. En presas de hormigón se han utilizado también extensamente inclinómetros de diferente diseño, los que permiten medir con gran precisión la inclinación producida.

### Observación de la distorsión de taludes

Estas observaciones sirven para detectar el peligro de un deslizamiento. La medición de la deformación progresiva de los taludes se torna difícil porque la capa superior del suelo tiene la tendencia a deformarse por fluencia lenta o *creep*; aun cuando el talud en su conjunto posea adecuada estabilidad. En climas moderados, la fluencia lenta puede extenderse hasta una profundidad de 1 m, de modo que se torna necesario impedir el contacto entre la barra de referencia enterrada en el talud y el suelo en un espesor de 1m, medido desde la superficie del talud. Uno de los varios métodos utilizados para detectar el movimiento de un talud consiste en practicar un hoyo de 4" a 6" de diámetro hasta una profundidad de 1,50 m y encamisarlo. Se introduce luego un caño de observación de 2" de diámetro, que se hincia 1 m por debajo del fondo del hoyo. El extremo superior del caño de observación debe sobresalir ligeramente por encima de la camisa, pero no extenderse demasiado a fin de que se lo pueda proteger por medio de una tapa roscada a la camisa. El desplazamiento horizontal del caño se mide con un teodolito como se explicó anteriormente. Para facilitar las mediciones, los puntos de observación deben situarse a lo largo de líneas rectas y las mediciones de desplazamientos horizontales suplementarse con medidas de nivel.

La posición más adecuada para ubicar los puntos de observación en relación con el talud depende de si se anticipa una rotura de talud o una rotura por la base. Si se anticipa una rotura de talud como probable, los caños suelen colocarse como se indica en la figura 66.8a, siendo en cambio la disposición de la figura 66.8b más satisfactoria para una rotura por la base. En arcilla blanda o plástica solo es necesario considerar roturas por la base.

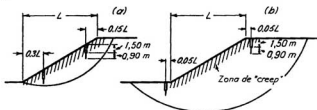


Fig. 66.8. Posición de los puntos de observación para detectar el movimiento de un talud. (a) Si se espera un deslizamiento por un círculo de pic; (b) si puede producirse una rotura por la base.

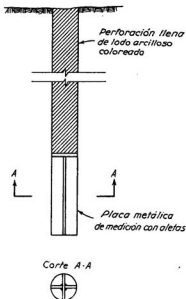


Fig. 66.9. Punto de observación para medir levantamiento.

Cuando durante la excavación de un corte a cielo abierto existe la posibilidad de una rotura por la base, para detectarla se pueden establecer puntos de observación subterráneos, colocados un poco por debajo del nivel final de excavación. Una rotura por la base va siempre precedida por una marcada elevación del fondo del corte, de modo que, si se observa tal levantamiento, se pueden tomar medidas antes que ocurra un accidente. Para estas observaciones solo se necesitan lecturas de nivel.

La figura 66.9 ilustra un tipo especial de punto de observación. Consiste en una placa fijada a cuatro hojas que se hunden en el terreno en el fondo de un hoyo o perforación (Bjerrum et al., 1965). Las paredes de la excavación se mantienen abiertas con una mezcla de bentonita y agua coloreada con un pigmento que permite encontrar el hoyo a medida que la excavación procede. El levantamiento se mide bajando una barra de longitud conocida a través del relleno blando hasta que hace contacto con la placa para determinar la elevación del extremo superior de aquella. En ciertas instancias, debido a las condiciones de trabajo, resulta difícil localizar el relleno coloreado, pero excluida esta dificultad la observación se puede realizar con una precisión del orden de 2 mm.

Los movimientos horizontales que preceden o van asociados con la inestabilidad de los taludes pueden también ser investigados por relevamientos sucesivos de la forma y posición de tubos verticales flexibles insta-

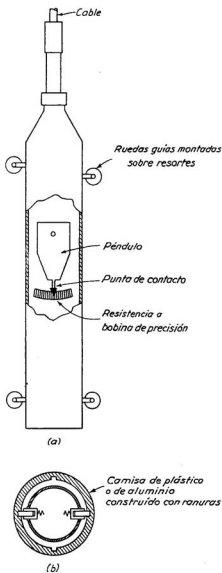


Fig. 66.10. Diagrama esquemático del inclinómetro Wilson. (a) Vista del instrumento; (b) sección transversal mostrando el instrumento dentro de las ranuras de la camisa (según Wilson y Hancock, 1960).

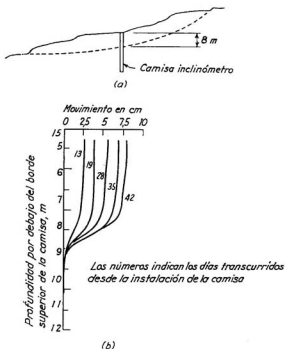


Fig. 66.11. (a) Sección transversal de un deslizamiento en Hawái mostrando la posición de la camisa del inclinómetro; (b) resultado de una serie de observaciones que muestran que la zona del movimiento se concentra a una profundidad de 8 m.

lados en el terreno. Los relevamientos se practican haciendo descender un dispositivo que contiene un péndulo que indica la desviación del tubo-camisa respecto a la vertical. Se realiza inicialmente un relevamiento de las desviaciones respecto a la verticalidad a intervalos poco espaciados, y tomando éstos como lecturas iniciales, se repiten relevamientos sucesivos para determinar los cambios de inclinación experimentados a los mismos niveles. Los cambios de inclinación se pueden integrar para determinar la desviación que el tubo-camisa ha experimentado en el período de tiempo pasado entre dos conjuntos de lecturas. Se han desarrollado varios tipos de inclinómetros sensibles (Koch et al., 1952; Wiegmann, 1954; Wilson y Hancock, 1960). La exactitud de las observaciones no está limitada por la sensibilidad de los inclinómetros, sino por el hecho de que las sucesivas lecturas se realicen con la misma orientación del instrumento y en el mismo punto del caño-camisa. El dispositivo más ampliamente usado para satisfacer este requerimiento estriba en usar una camisa con acanaladuras guías en los cuales las observaciones se realizan por medio del *inclinómetro de Wilson*.

El inclinómetro está constituido por un péndulo cuyo extremo inferior hace contacto con una bobina subdividida en dos resistencias que forman una mitad de un puente de Wheatstone. La otra mitad está contenida en una caja portátil de control, que incluye un potenciómetro de precisión cuyas lecturas son proporcionales a la inclinación del instrumento en el plano del péndulo. El instrumento (fig. 66.10a) lleva cuatro ruedas montadas sobre resortes en el plano del péndulo, que se desplazan a lo largo de las acanaladuras de la camisa. La camisa en sí misma está constituida de plástico o de aluminio anodizado, con un diámetro interno de  $2\frac{7}{8}$ ". Contiene dos conjuntos de ranuras en planos perpendiculares entre sí (fig. 66.10b) que permiten orientar al instrumento en los sucesivos registros. Cada conjunto de observaciones implica la lectura en los dos planos mencionados, de modo que se puede determinar la inclinación resultante.

La figura 66.11 muestra los resultados de una serie de observaciones realizadas en el lugar de un deslizamiento. La posición de la superficie de deslizamiento y la velocidad de desplazamiento se muestran claramente. La exactitud en la medida de los desplazamientos depende de la forma de la camisa curvada. Cuando el desplazamiento se produce dentro de un espesor del orden de los 50 cm, el movimiento de la parte superior de una camisa de 30 m de profundidad con respecto al fondo puede determinarse con una exactitud del orden de 1 cm. En cambio, si las distorsiones se extienden sobre una zona que tiene un espesor de 3 ó más metros, la exactitud puede ser solo del orden de 2,5 cm.

### **Observaciones sobre la deformación de túneles y alcantarillas flexibles**

Si el revestimiento temporario de un túnel o alcantarilla aproximadamente circular está formado de anillos o costillas cerradas, se puede obtener una información valiosa respecto a las presiones que ejerce la tierra midiendo varios diámetros de una sección dada inmediatamente después de instalado el revestimiento y a intervalos regulares de tiempo posteriormente. Resulta en general más conveniente medir los diámetros horizontal y vertical y dos diámetros inclinados a  $45^\circ$ . Las mediciones se pueden realizar utilizando una cinta metálica.

La medición de la deformación gradual de revestimientos permanentes de túneles, como secciones tubulares de hormigón, requiere un método más



Fig. 66.12. Dispositivo para observar el cambio de diámetro de revestimientos permanente de túneles tubulares.

refinado debido a que las deformaciones son menores. Un procedimiento que ha sido usado con éxito determina el cambio de distancia entre dos bloques permanentes de referencia por medio de un alambre de invar. En uno de los extremos, el alambre tiene fijo un aro metálico que se apoya contra un pasador en uno de los bloques de referencia, en la forma que lo muestra la figura 66.12. El otro extremo se une a un cilindro de metal liviano con terminales cuidadosamente pulidos. El cilindro va provisto de un gancho al cual se une una pequeña balanza de resorte. Para hacer una medición, el alambre de invar se extiende entre los dos bloques de referencia con la interposición de la balanza a resorte, de modo que el esfuerzo de tensión en el mismo alcance un valor predeterminado, como por ejemplo 10 kg. Alcanzada la tensión especificada, se mide la distancia por medio de una regla metálica terminada, en un extremo, en punta aguzada que se apoya contra el segundo bloque, y en el otro sobre el cilindro metálico. Para tener un control de la longitud del alambre o permitir su remplazo si se doblase o resultase dañado, se instala en forma permanente un conjunto de bloques tipo, que se disponen en un lugar accesible, donde la distancia entre bloques no esté sujeta a cambios. La lectura de la distancia entre bloques debe realizarse antes y después de cada conjunto de observaciones en el terreno. Para distancias que alcanzan alrededor de unos 10 m, las mediciones realizadas con este dispositivo tienen una exactitud del orden de 0,5 mm.

#### Lecturas seleccionadas

- Kjellman, W., T. Kallstenius y Y. Liljedahl (1955), "Accurate measurement of settlements", *Proc. Royal Swedish Geot. Inst.*, N° 10.  
 Shannon, W. L., S. D. Wilson y R. H. Meese (1962), "Field problems: field measurements", Capítulo 13 de *Foundation Engineering*, G. A. Leonards, ed., Nueva York, McGraw-Hill, págs. 1025-1080.  
 Bjerrum, L., T. C. Kenney y B. Kjaernsli (1965), "Measuring instruments for strutted excavations", *ASCE Journal, de Soil Mechanics*, 91, N° SM1, págs. 111-141.  
 Wilson, S. D. y C. W. Hancock (hijo) (1965), "Instrumentation for movements within rockfill dams", *ASTM Special Tech. Publ.* 392, págs. 115-130.

### ART. 67 MEDICIÓN DE EMPUJES DE TIERRA

#### Propósitos y medios de observación

La medición de las presiones o empujes de tierra se realiza para determinar la magnitud y distribución de las presiones de contacto entre los suelos y las estructuras, con el objeto de: 1) verificar o mejorar las bases de proyecto; 2) determinar la magnitud y distribución de las tensiones que se desarrollan en las masas de tierra, como las subrasantes de pavimentos para caminos y aeropuertos, y 3) proveer información respecto a las cargas que soportan los miembros individuales de apuntalamientos temporarios o permanentes que sostiene al suelo durante o después de la construcción.

Los intentos para medir las presiones de contacto contra las caras planas en estructuras de hormigón se han realizado usualmente utilizando células de presión embebidas en el hormigón, de tal modo que la superficie de

contacto entre suelo y célula estuviese enrasada con la superficie plana del concreto. Los resultados pueden ser engañosos debido a errores provenientes de las imperfecciones propias de las células de presión y también derivados del pequeño tamaño de las células mismas y del área de contacto entre suelo y célula. Los errores asociados con la imperfección de las células pueden evitarse con una instalación adecuadamente proyectada; en cambio, aquellos debidos a la pequeña área de contacto pueden resultar tan grandes como para necesitar el uso de un sistema totalmente diferente de medición, como aislar una parte grande de una estructura enterrada y medir la carga total que actúa sobre la misma. El uso de células de presión para medir las tensiones que se desarrollan en el interior de masas de tierra también conduce a errores, a menos que las células se proyecten e instalen en tal manera que su presencia no altere el estado de tensiones de la masa. Cuando el empuje que actúa contra un sostén es soportado por un sistema estructural simple, como los puntales de una excavación a cielo abierto (artículo 48), la magnitud y distribución de la presión pueden investigarse en forma muy conveniente y segura midiendo las cargas que actúan sobre los puntales.

### *Células de presión para medir las presiones de contacto*

Como la cara de contacto entre suelo y célula está a ras con la cara externa del hormigón y la célula está totalmente embebida en concreto, su forma no tiene importancia. No obstante, cualquier desplazamiento de la cara de contacto entre célula y suelo cambia la presión en dicha cara. El error se torna excesivo si la relación entre desplazamiento y diámetro excede aproximadamente de 1/1000 (Taylor, 1947). Las primeras células consistían en cajas circulares chatas, llenas con un líquido, cuyas caras de contacto estaban formadas por una membrana flexible. La presión en el líquido se medía utilizando un manómetro ordinario. Aun cuando la deformación absoluta de la membrana era pequeña, resultaba suficientemente grande como para causar un importante cambio de presión. Por otro lado, las células eran extremadamente sensibles a los cambios de temperatura.

El próximo paso (Goldbeck y Smith, 1916) en el desarrollo de células de presión está representado por la *célula Goldbeck* que consiste en una caja circular de 5,4" de diámetro y 1,5" de espesor. El área de contacto con el suelo es de 10 pulgadas cuadradas. En este dispositivo, que está ilustrado por la figura 67.1a, la cara de contacto viene soportada en su centro por un botón metálico de contacto. Detrás del resto de la cara de contacto existe una cámara en la cual se puede hacer penetrar aire bajo presión. Cuando la presión de aire dentro de la cámara interior resulta suficiente para balancear la presión externa en la cara de contacto, ésta se desplaza y se corta el circuito eléctrico que hace el botón de contacto. Estos cortes vienen indicados por una luz eléctrica que se apaga o por una caída en la lectura de un amperímetro.

Aun cuando la célula de Goldbeck representa un gran adelanto sobre las anteriores, posee un número de desventajas, siendo la más importante el movimiento hacia afuera de la superficie de contacto, necesaria para

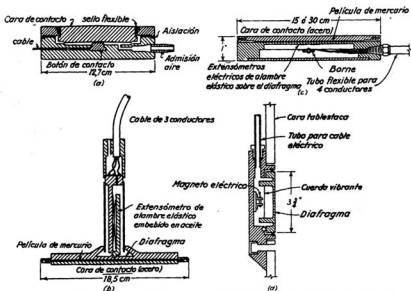


Fig. 67.1. Células para medir la presión. (a) Célula Goldbeck; (b) célula Carlson; (c) célula Waterways Experiment Station; (d) adaptación de la célula a cuerda vibrante para medir la presión contra la cara de un tablestacado.

interrumpir el circuito eléctrico. Por ello, la presión indicada es demasiado grande. Así por ejemplo, en una instalación, la presión observada por medio de las células de Goldbeck fue 80 % en exceso de la carga determinada por métodos más exactos. En muchos casos, la interrupción del circuito eléctrico no se define en forma aguda sino que se produce como una disminución gradual de la corriente dentro de un intervalo grande de presión. La condensación de agua proveniente del aire comprimido o de otras fuentes comúnmente falsea los puntos de contacto y torna a la célula inoperativa. Para evitar estas dificultades se intentaron varias modificaciones, pero como los resultados no fueron muy felices, se han buscado nuevas aproximaciones al problema.

En las células mejoradas, en contraste con las del tipo Goldbeck, las lecturas se pueden hacer sin producir antes un desplazamiento por medios artificiales y las deformaciones de la cara de contacto son muy pequeñas. Los registros respecto de la confianza a largo plazo en la respuesta de la mayoría de las células colocadas en obra han sido en cambio más bien insatisfactorios. Entre aquellas que han demostrado ofrecer una respuesta confiable en un alto grado están la célula Carlson, la célula Waterways Experiment Station y la célula a alambre o cuerda vibrante.

La célula Carlson (fig. 67.1b) está esencialmente formada de dos placas chatas de acero de 7" de diámetro separadas por una película de

mercurio de aproximadamente 0,02" de espesor (Carlson y Pirtz, 1952). La carga aplicada contra las chapas de acero produce una presión en el mercurio. La parte central de la chapa superior de acero tiene un espesor reducido de modo que actúa como un diafragma relativamente flexible que se deforma hacia arriba debido al aumento de la presión de mercurio y actúa sobre un medidor de deformación Carlson. El medidor de deformación consiste en dos bobinas de alambre de acero montadas sobre carretes de porcelana y ligadas a un marco de acero. La deformación del diafragma aumenta la tensión en los alambres de una de las bobinas y reduce en la misma magnitud la tensión en la otra. Los cambios de tensión causan un cambio en la relación entre las resistencias eléctricas de las dos bobinas que puede medirse por medio de un puente de Wheatstone. El cambio en relación de resistencia es una medida de la deformación del diafragma y, por tanto, de la presión de contacto contra la célula. Es interesante hacer notar que un cambio de temperatura aumenta o disminuye la tensión en los alambres de las dos bobinas en la misma cantidad y, en consecuencia, no ejerce ningún efecto sobre la relación mencionada. Todo el medidor de deformación está colocado dentro de un vástago y puede leerse por medios eléctricos desde un punto distante. La exactitud de las lecturas puede ser influida por los cambios de resistencia de los cables de conexión.

El módulo efectivo de elasticidad de la célula de Carlson es casi igual al del hormigón. Por ello, los errores debidos a la deformación de la superficie de contacto no son importantes. La capacidad de las células de Carlson varía entre unos 300 y 50.000 kg. Para una instalación dada, debe seleccionarse una célula que tenga la menor capacidad factible, sin que llegue a ser sobrecargada, a fin de obtener la mayor sensibilidad posible. La sensibilidad es aproximadamente igual al 1 % de la capacidad.

La célula de Waterways Experiment Station (WES) (fig. 67.1c) es similar en principio a la célula de Carlson, excepto que la deformación del diafragma que constituye la superficie de contacto se mide por medio de extensómetros eléctricos adheridos al interior del diafragma (Woodman, 1965). El circuito eléctrico elimina la posibilidad de error debido a un cambio de resistencia en los cables de conexión, pero la tendencia a la fluencia lenta del cemento utilizado para pegar los extensómetros eléctricos al diafragma puede conducir a la inestabilidad.

La célula de alambre o cuerda vibrante (fig. 67.1b) opera sobre el principio de que la deformación del diafragma modifica la tensión en un alambre elástico extendido entre dos pernos fijados al diafragma y que ello causa un cambio en la frecuencia natural de vibración del alambre. Cerca del alambre se monta un magneto eléctrico permanente. Para efectuar la observación se envía un impulso eléctrico a través del magneto, el que induce al alambre a vibrar. La vibración del alambre dentro del campo del magneto permanente produce una fuerza electromotriz en la bobina del magneto eléctrico con una frecuencia igual a la del alambre vibrante. La fuerza electromotriz se amplifica y su frecuencia se determina por medio de un instrumento portátil de medir frecuencias (Bjerrum et al., 1965). La deformación del diafragma es proporcional al cuadrado del cambio de frecuencia.

La temperatura produce la misma deformación en el diafragma que en el alambre vibrante y por tanto no requiere compensación. El comportamiento a largo plazo de tales células ha sido muy satisfactorio (Cooling, 1962). La célula que muestra la figura 67.1d se construyó para medir la presión de contacto contra la cara de un tablestacado metálico. La calibración de la célula no fue dañada por las vibraciones producidas por la hincas de las tablestacas.

### *Medición de las presiones de contacto contra grandes superficies*

Cualquiera sea el tipo de célula de presión, las de uso común proveen un área de contacto que es muy pequeña comparada con el área total de contacto entre la estructura y el suelo, aun cuando se han instalado células del tipo WES con un diámetro que alcanza hasta 30" (Thayer, 1966). En la obra, la presión de contacto nunca está uniformemente distribuida porque el suelo nunca es homogéneo. Más aún, las operaciones de construcción introducen tensiones locales que pueden desviarse mucho de las presiones medias de contacto. Por ello, una segunda etapa en el desarrollo de técnicas para medir las presiones de contacto se ha dirigido a la creación de métodos para medir presiones sobre grandes áreas.

La figura 67.2a ilustra un método para medir presiones sobre grandes áreas y se refiere a las instalaciones realizadas para medir la presión de contacto en la base de una sección de un túnel del subterráneo de Chicago. En esta instalación las caras de contacto estaban constituidas por losas de hormigón fuertemente armadas, colocadas dentro de marcos formados por perfiles U de acero. Las losas fueron aisladas del resto de la solera del túnel utilizando planchas de corcho suficientemente compresibles como para no tomar más de una parte insignificante de la presión máxima a medir.

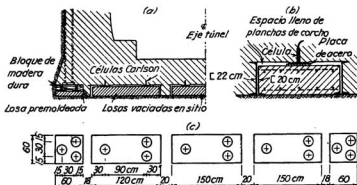


Fig. 67.2. Instalación usada para medir la presión de contacto en la base del túnel del subterráneo de Chicago. (a) Media sección transversal por el intradós mostrando las losas de medición; (b) sección transversal de detalle de una losa; (c) planta con la disposición de las losas (según Terzaghi, 1943a).

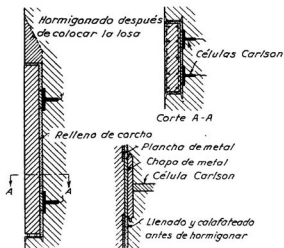


Fig. 67.3. Método propuesto para medir el empuje contra un muro de sostenimiento.

Entre cada losa y la solera se colocaron tres células Carlson, por medio de las cuales se puede determinar la carga que soporta la cara de contacto.

En general, esta instalación operó de una manera exitosa y, con modificaciones, es dable esperar que los principios utilizados conduzcan a resultados fehacientes bajo otras condiciones. De preferencia, las losas de medición, como las que se indican en la figura 67.2a, deben ser premoldeadas o bien vaciadas en el lugar con la mayor antelación posible a su solicitación por la presión de la tierra. En caso contrario, la deformación del hormigón fresco de las losas puede llegar a causar una disminución en la presión indicada, similar a la que se origina por deformación de las caras de contacto en las viejas células hidráulicas. Después de endurecidas, las losas deben ser prácticamente rígidas. Las losas de la instalación de Chicago no eran suficientemente rígidas, razón por la cual las células simples no llegaron a soportar una carga proporcional a la que solicitó a las células dobles combinadas. Parece probable que cuatro células por losa, en lugar de tres, hubiesen dado resultados más satisfactorios.

Las células Carlson, cuando se utilizan para medir reacciones en la manera descrita, constituyen una de las diversas variedades de *células de carga*. Otra variedad que hace uso de extensómetros de alambre vibrante se describe a continuación al tratar de la medición de las cargas sobre los puntales en excavaciones a cielo abierto.

La figura 67.3 sugiere un método para instalar losas similares para medir la presión que ejerce la tierra contra una pared vertical. Cuando se construye la pared se dejan recesos verticales para colocar la losa y las célu-

las de carga se embeben en el hormigón de la pared. Después que el hormigón ha endurecido y que se ha retirado el encofrado, la cara de cada célula se cubre con un disco metálico circular que sirve para transmitir la carga desde la losa a la célula. La cara del hormigón entre discos se cubre con corcho, y la losa premoldeada se coloca en el receso. En la cara lateral inferior las losas se apoyan sobre rodillos que ofrecen una resistencia muy pequeña a un ligero movimiento lateral de la pared. La luz entre el receso en las paredes y la losa se llena de corcho.

Si resultase más conveniente colar la losa en el lugar, debe dejarse un espacio por encima del receso, como muestra la figura 67.3, para dar lugar a la colocación del hormigón.

### ***Medición de la presión en el interior de masas de tierra***

Cuando las células de presión se utilizan para medir la presión interior de una masa de tierra, deben satisfacer la condición adicional de que su presencia no ejerza una influencia acentuada sobre el estado de tensiones de la tierra. Una célula representa un núcleo rígido colocado dentro de un medio compresible. Tanto la teoría como la experiencia han demostrado la conveniencia de que la relación entre el diámetro y el espesor sea mayor de cinco cuando la célula se instala para medir la presión vertical sobre un plano horizontal dentro de un terraplén, como un dique de tierra (Taylor, 1947). La misma célula conduciría a resultados erróneos si fuese usada para medir la presión horizontal contra un plano vertical, debido a que la dimensión vertical de la célula restringiría la deformación vertical del suelo adyacente y cambiaría radicalmente el estado de tensiones en la zona de contacto inmediata a la célula.

Como no existe posibilidad de instalar células en ningún tipo de suelo inalterado sin producir un cambio radical en el estado de tensiones del suelo hasta una distancia considerable desde la célula, se concluye que las células de presión solo pueden utilizarse en terraplenes artificiales.

### ***Medición de la carga en puntales y otros soportes temporarios***

Las mediciones más efectivas para proveer información respecto a la carga que soportan los miembros individuales de un sistema temporario de soporte de una masa de suelo son las que se realizan sobre miembros sometidos a compresión pura, como los puntales horizontales de una excavación a cielo abierto. La carga sobre miembros comprimidos puede determinarse ya sea por cálculo, partiendo de datos obtenidos con el uso de extensómetros, o bien transfiriendo la carga de los miembros a un dispositivo adecuado de medida. En algunos pocos casos se han intentado hacer estimaciones de las cargas observando la deformación que experimentan vigas sometidas a flexión, pero los resultados de estas estimaciones no resultan adecuados debido a que la deformación de las vigas induce un efecto de arco en el suelo situado en la cercanía del soporte que flexiona y disminuye la presión en una magnitud desconocida.

Cualesquiera sean los métodos de medición usados, las observaciones deben hacerse en varias secciones independientes a fin de obtener una concepción de la desviación de las cargas respecto del término medio (artículo 48).

Hasta hace poco los extensómetros que requerían un circuito eléctrico no daban resultados satisfactorios en obra, en gran parte debido a la sensibilidad de los extensómetros a la humedad y a la imposibilidad práctica de proveer una protección adecuada contra el deterioro y la humedad bajo las condiciones adversas que existen en los trabajos de construcción. Por estas razones, en muchas de las primeras mediciones realizadas para obtener las cargas que actuaban sobre los puntales, se utilizaron extensómetros mecánicos manuales de 25 cm de longitud. La operación era lenta y requería gran habilidad de parte del operador (Peck, 1941). Más recientemente, se ha desarrollado el extensómetro a cuerda vibrante, un instrumento simple, robusto y seguro que ha mejorado considerablemente la facilidad y exactitud del trabajo. En la figura 67.4 (Bjerrum et al., 1965) se ilustra una adaptación adecuada para ser usada en la medición de la carga que actúa sobre los puntales. Si los puntales son de perfiles de acero doble T de ala ancha, se usan dos extensómetros montados uno a cada lado del alma, en el núcleo central del puntal. Para evitar la influencia de una distribución no muy uniforme de tensiones, los extensómetros no se colocan cerca del extremo de un puntal sino a una distancia de aproximadamente 6 veces la altura del puntal entre alas. Los extensómetros se instalan practicando dos agujeros a través del alma del puntal e insertando un perno en cada agujero, fijados por medio de tuercas roscadas. A cada lado del alma, los pernos sostienen un alambre tensionado y un magneto eléctrico. Cada extensómetro se cubre luego con una caja protectora y se conecta por cable a un enchufe instalado en el alma del puntal, en un lugar conveniente cerca de sus extremos, donde el operador puede conectar el instrumento de medición de frecuencia cuando desea realizar una observación. Como los alambres tensionados están situados simétricamente respecto al eje neutro, se

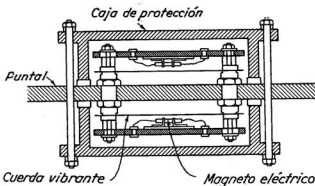


Fig. 67.4. Adaptación del extensómetro a cuerda vibrante para medir la carga sobre un puntal (según Bjerrum et al., 1965).

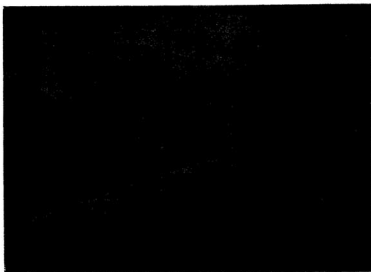


Fig. 67.5. Dispositivo para medir la carga sobre puntales por medio de gatos hidráulicos.

obtiene el término medio de las tensiones de compresión en el puntal dividiendo simplemente por dos los resultados obtenidos con los dos extensómetros. Si los puntales son asimétricos se pueden necesitar varios extensómetros para determinar la distribución de tensiones de compresión en su sección transversal. El error en las cargas sobre los puntales determinada por medio de los extensómetros de cuerda vibrante no excede usualmente del 10 %. De ser posible, debiera realizarse un conjunto final de lecturas en los puntales descargados después de ser retirados de la excavación, para detectar y permitir la corrección de cualquier desviación en el cero de los extensómetros.

Los extensómetros montados sobre puntales son relativamente poco costosos y pueden considerarse como gastables. No deben, sin embargo, usarse si no se conocen las condiciones elásticas del puntal o éstas no resultan constantes. Por ello, no se pueden usar para determinar valores confiables de las cargas que actúan sobre puntales de madera. En estos casos se pueden realizar mediciones bastante buenas utilizando gatos hidráulicos, con un equipo como el que muestra la figura 67.5. La fuerza entre el puntal y la carrera se trasfiere a un par de gatos hidráulicos intercomunicados, cuya carga se registra con un manómetro. La presión hidráulica se aumenta por incrementos hasta que los gatos ejercen fuerza suficiente para producir una pequeña luz entre el extremo del puntal y la carrera. El ancho del espacio así producido se mide por medio de micrómetros. Después que la separación

entre el puntal y la carrera ha alcanzado un valor del orden de 2 mm, se disminuye la presión hidráulica que actúa sobre los gatos por incrementos.

Para calcular la carga que actúa sobre el puntal se dibuja una curva como la de la figura 67.6a, que muestra la relación entre la carga transmitida por los gatos y la separación entre puntal y carrera. Debido a la fricción propia de los gatos, la curva encierra un lazo de histéresis de modo que, para una separación dada, la carga real que soportan los gatos es aproximadamente igual al promedio de las dos ramas del lazo de la histéresis. Sobre esta base, el lugar geométrico de los puntos que representan las cargas que

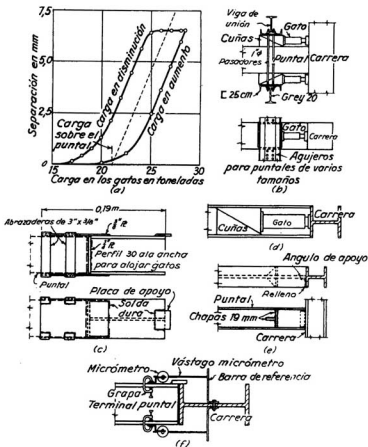


Fig. 67.6. (a) Relación entre la carga que soportan los gatos y la separación entre codal y carrera; (b) y (d) métodos para proveer la reacción para los gatos en el caso de codales con carga pequeña; (c) zapato para puntal de madera; (e) cartela para puntal de acero; (f) método para medir la separación (según Peck, 1941).

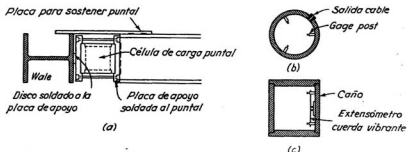


Fig. 67.7. (a) Célula de carga del tipo a cuerda vibrante adaptada para medir la carga sobre un puntal; (b) y (c) secciones transversales de la célula de carga (según Bjerrum, et al., 1965).

soportan los gatos para diferentes valores de la separación es una línea recta que intercepta al eje de abscisas, que representa separación cero, en el punto que corresponde a la carga que sostenían los gatos antes que la compresión del puntal fuese incrementada por los mismos. Esta carga es aproximadamente igual a la carga que los puntales soportaban antes de iniciar el gateo.

La carga sobre puntales determinada con este procedimiento excede la real en la magnitud de la fuerza necesaria para descargar de tensión la parte del puntal adyacente a los gatos. El error es sin embargo despreciable a menos que el puntal sea muy corto y muy rígido. En la práctica, lo corriente es que el puntal comience a separarse de la carrera en un punto de contacto antes que de otros y que resulte necesario promediar los valores de la carga sobre el puntal obtenida por medio de mediciones realizadas en los cuatro vértices del puntal durante la separación.

Para poder utilizar el método de los gatos, resulta necesario proveer una reacción suficientemente fuerte para transmitir la carga a transferir a los gatos. Los métodos que se muestran en la figura 67.6b y d se han utilizado exitosamente para medir las cargas sobre puntales cuya sollicitación no excedía de unas 15 t. Tienen la ventaja de que los puntales no necesitan ser preparados de antemano. Cuando las cargas sobre los puntales son mayores, las mediciones deben prepararse antes que el puntal se instale en la excavación. Para puntales de madera se pueden disponer zapatos en cada extremo del puntal para alojar a los gatos (fig. 67.6c). En los puntales metálicos se pueden soldar pequeñas ménsulas, como indica la figura 67.6e. Deben tomarse las medidas necesarias para impedir que el extremo del puntal caiga si por alguna razón los gatos se descargaran repentinamente. La separación entre puntal y carrera puede medirse por medio de micrómetros, con una precisión de 1/1000 de pulgada o 1/100 de milímetro, sostenidos en la forma que lo indica la figura 67.6f.

La experiencia ha indicado que el error asociado con el procedimiento de los gatos puede alcanzar valores del orden del 20 al 30 % de la carga

que soporta el puntal. Se pueden obtener mediciones más seguras y mucho más convenientes de las cargas que actúan sobre los puntales, cuando las circunstancias tornan inaplicables los extensómetros, instalando una célula de carga entre el extremo del puntal y la carrera, como lo indica la figura 67.7a. Un tipo de célula de carga está formada por un corto cilindro metálico dentro del cual se han montado tres extensómetros a cuerda vibrante. Las caras terminales del cilindro se cierran con chapas que los tornan herméticos (fig. 67.7b). El cable eléctrico se extrae de la célula a través de un agujero con tapón estanco. Cada célula se calibra en una máquina de ensayos. Tal tipo de célula de carga tiene la ventaja de que es robusta, segura y puede usarse aun bajo agua (Bjerrum et al., 1965). Por otro lado, es relativamente costosa, requiere una preparación previa por parte del contratista para poderla insertar y es algo sensible a la excentricidad de la carga. El error que se comete en la medición de las cargas que actúan sobre los puntales se considera que es del orden del 20 %.

#### Lecturas seleccionadas

- Ward, W. L. (1955), "Techniques for field measurement of deformation and earth pressure", *Proceedings of the Conference on Correlation between Calculated and Observed Stresses and Displacements in Structures*, Institution of Civil Engineers, Londres, Artículo N° 3, Grupo 1, págs. 28-40.
- Nurke, H. H. (1960), "Garrison dam test tunnel: investigation and construction", *Transactions ASCE*, 125, págs. 230-267. Uso extensivo de extensómetros mecánicos.
- Cooling, L. F. (1962), "Field measurements in soil mechanics", *Geotechnique*, 12, N° 2, págs. 77-103.
- NGI (1962), "Vibrating-wire measuring devices used at strutted excavations", *Norwegian Geotechnical Institute, Tech. Rept. N° 9*. Comentario explicativo detallado sobre extensómetros a cuerda vibrante.
- Sikso, H. A. y C. V. Johnson (1964), "Pressure cell observations Garrison dam project", *ASCE Journal of Soil Mechanics* 90, N° SM5, págs. 157-179.
- Bjerrum, L., T. C. Kenney y B. Kjaernsli (1965), "Measuring instruments for strutted excavations", *ASCE Journal of Soil Mechanics*, 91, N° SM1, págs. 111-141.

### ART. 68. MEDICIÓN DE LA PRESIÓN DE POROS

#### Requerimientos fundamentales

Cuando el subsuelo es bastante permeable, la presión de poros se puede determinar fácilmente observando el nivel piezométrico en un caño abierto o en un pozo de observación, pues todo cambio de presión hidrostática produce un cambio casi simultáneo del nivel del agua dentro del pozo. Si, por ejemplo, la presión de poros aumenta en el suelo que rodea el extremo inferior abierto de un pozo de observación, se crea un gradiente hidráulico hacia dicho pozo. Como consecuencia, fluye agua rápidamente hacia el pozo, hasta que se alcanza el equilibrio, de modo tal que el nivel del agua en el pozo se corresponde entonces con la presión de poros que existiría en el suelo si no estuviese el pozo de observación. La presencia del pozo no tiene virtualmente ninguna influencia sobre la presión del agua contenida en los poros cerca del punto de medición.

Por el contrario, cuando el subsuelo es bastante impermeable, la presencia de un dispositivo para medir la presión del agua contenida en los poros puede alterar tan radicalmente dicha presión cerca del punto de medición, que los resultados de las observaciones llegan a ser totalmente engañosos. En efecto, si para indicar un cambio de presión se necesita que una pequeña cantidad de agua fluya dentro o fuera del dispositivo de medición, el tiempo requerido para alcanzar el equilibrio puede resultar intolerablemente largo. Mientras el agua fluye hacia el instrumento, la presión de poros en el punto de medición es menor que la que existiría si el instrumento no estuviese presente. Si la presión de poros en la masa de suelo disminuyese debido a efectos naturales o resultantes de la construcción antes de alcanzar dicho equilibrio, la presión indicada seguiría aumentando hasta que la presión de poros general hubiese decrecido por debajo del valor localmente deprimido en la cercanía del instrumento, con lo cual el agua tendería a fluir del instrumento hacia el suelo. La presión local de poros en correspondencia con el instrumento se haría entonces mayor del valor que existiría si el dispositivo de medición no estuviese presente.

Por la razón expuesta, con el objeto de evitar resultados erróneos y sin significado, un instrumento para medir la presión de poros en un suelo impermeable debe reaccionar casi instantáneamente, sin requerir un movimiento significativo del agua contenida en los poros del suelo que lo rodea. Los piezómetros que utilizan sistemas hidráulicos cerrados y los dispositivos de medición eléctricos se han creado para satisfacer estas condiciones.

El tipo de instalación que mejor se adapta para un lugar y propósito dados se determina en gran parte por el *tiempo de reacción* o *de retardo hidrostático* de la instalación (Hvorslev, 1951). Este número se define como el tiempo que necesita la instalación para ajustarse casi completamente al cambio de presión de poros producido. Como el tiempo teórico para completar el ajuste es infinitamente largo, los requerimientos prácticos se basan en el tiempo que se necesita para alcanzar el 90 % de la igualización. El tiempo de retardo depende de la cantidad de flujo requerido para producir una respuesta del aparato, de la permeabilidad del suelo y de las dimensiones de los filtros que rodean el extremo permeable.

La adaptabilidad de cualquier tipo de equipo también depende de los requerimientos físicos del lugar. Los piezómetros constituidos por caños abiertos, por ejemplo, solo pueden observarse si el extremo superior de los caños resulta accesible. Por tanto, pueden tornarse imprácticos para medir las presiones de poros en el núcleo de un dique de tierra durante la construcción, en cuyo caso un sistema hidráulico cerrado puede sustituirlo con ventaja ya que la lectura remota puede resultar mucho más apropiada. Por el contrario, en un sistema hidráulico cerrado, no resulta factible medir una presión de poros negativa de gran magnitud porque la tendencia del aire a liberarse de la solución y el vapor de agua conducen a la formación de burbujas dentro del sistema de medición. La formación de tales burbujas, conocida como *cavitación*, aumenta grandemente el tiempo de demora del sistema. Aun cuando la presión de poros resulte positiva en el punto donde se realiza la medición, las presiones negativas en el sistema hidráulico

no pueden evitarse a menos que todas las líneas de conductos y la caja que contiene los aparatos de medición estén situadas a una altura no mayor que el nivel piezométrico del punto que se está investigando.

Si el suelo no está saturado, los poros están llenos parcialmente de agua y parcialmente de aire, y las presiones en las fases líquidas y gaseosas son diferentes. La diferencia es pequeña si el grado de saturación es cercano al 100 %, pero puede ser extremadamente grande para grados de saturación bajos. La significación de las mediciones depende entonces en grado considerable del *valor de la presión característica de paso de aire* del extremo poroso o del filtro del aparato en contacto con el suelo (Bishop et al., 1964). El valor de la presión característica de paso de aire es igual al excedente de presión de aire sobre una cara de un filtro saturado, respecto de la presión de agua existente en la cara opuesta, necesaria para poder forzar aire a través del filtro.

Si la diferencia  $u_g - u_w$  entre la presión del aire y la del agua contenida en el suelo excede el valor de la presión característica del paso de aire, el aire entra en el filtro saturado, el agua contenida en el filtro es absorbida por el suelo y la presión medida corresponde a la presión del aire más que a la presión del agua contenida en los poros. Por ello, para medir la presión del agua en los poros de los suelos parcialmente saturados, se necesitan filtros con un alto valor de la presión característica de paso de aire. Esta condición raramente se ha satisfecho en las instalaciones realizadas hasta ahora en los núcleos de diques de tierra compactados del lado seco del óptimo, de modo que la mayor parte de las mediciones efectuadas en los mismos no tiene validez. Si la presión negativa del agua de los poros es muy grande, aun el uso de un filtro con un alto valor de la presión característica de paso de aire puede no llegar a impedir la cavitación y la acumulación de aire y vapor de agua entre el filtro y el dispositivo de medición, con lo cual ya no resulta posible medir con seguridad.

Cuando el subsuelo está formado de capas permeables separadas por otras menos permeables, los niveles piezométricos en las capas permeables pueden diferir entre sí, de modo que todo piezómetro que tenga por propósito medir la presión de poros en una cualquiera de estas capas debe ser cuidadosamente sellado dentro de la misma. De no hacerlo se puede originar un escurrimiento a lo largo de la instalación, desde una capa permeable a la otra, que invalida los resultados de las observaciones.

El análisis realizado conduce a la conclusión de que, a diferencia con las observaciones de desplazamientos y aun de las presiones de tierra, la selección e instalación de instrumentos para medir presiones de poros no pueden considerarse como una cuestión de rutina sino, por el contrario, requiere un conocimiento profundo de la mecánica de suelos, experiencia y una atención meticulosa respecto a los detalles. De otro modo, las observaciones pueden no tener valor alguno y aun conducir a conclusiones erróneas.

Los apartados que siguen contienen descripciones de algunos de los tipos más comunes de dispositivos de medición y las precauciones que es necesario tomar durante su instalación. Esta información es seguida por una descripción sumaria de los tiempos de retardo hidrostático de cada

uno de estos dispositivos bajo distintas condiciones, a fin de posibilitar una decisión sobre los tipos más adecuados para cada caso particular.

### ***Piezómetros abiertos o pozos de observación***

Si el coeficiente de permeabilidad  $k$  es mayor de aproximadamente  $10^{-4}$  cm/seg, valor éste que corresponde a una arena fina limpia o ligeramente limosa, la medición de la presión de poros se puede realizar por medio de pozos de observación. Cuando el estrato acuífero es bastante homogéneo, se pueden hincar o hacer descender por inyección pozos filtrantes del tipo *well point* (artículo 47), de unas 2" de diámetro hasta alcanzar una profundidad bien por debajo de la posición más baja estimada para el nivel freático. Los pozos filtrantes y sus caños de subida sirven como tubos piezométricos en los cuales asciende el agua hasta el nivel que corresponde a la superficie libre o nivel freático. Para hacer mediciones acotadas, es necesario conocer los niveles de los extremos superiores de los caños de subida, ya que los mismos sirven de puntos de referencia. Si no se necesita un alto grado de exactitud, la profundidad a que se encuentra el nivel del agua se puede determinar haciendo descender una varilla de madera después que su superficie ha sido cubierta con una capa de tiza blanca. La tiza que se sumerge se tonaliza. Otro método consiste en bajar un par de conductores pelados en sus extremos inferiores que están ligados a una fuente de potencia y a un galvanómetro que señala cuándo se cierra el circuito por inmersión de los extremos en el agua.

Si el estrato acuífero contiene una o más capas que tienen una permeabilidad relativamente baja, es necesario instalar tubos piezométricos separados que lleguen a cada horizonte permeable. Hay que cuidar que los extremos filtrantes no se hinquen o fuercen a través de las capas poco permeables, debido a que las aberturas de la parte inferior perforada de los mismos pueden obturarse. Más aún, no deben ser colocados dentro de una perforación no encamisada debido a que el diámetro exterior del caño de subida puede resultar menor que el diámetro de la perforación. Por ello, es aconsejable practicar y encamisar ajustadamente una perforación de unas 6" de diámetro, que se extienda desde la superficie hasta un punto cercano al límite inferior del horizonte que se desee investigar. El metro inferior debe llenarse con arena limpia que tenga un tamaño efectivo dos o tres veces mayor que el de la arena del subsuelo, para luego insertar dentro de la misma un tubo de 1" hasta hacerlo penetrar por empuje unos 30 cm dentro de la arena. Como alternativa, se puede bajar al fondo de la perforación un extremo filtrante tipo *well point* para luego echar arena dentro de la misma hasta que se haya formado un filtro de aproximadamente 1 m de altura que rodee y tape el extremo filtrante. Durante esta operación es muy importante mantener una corriente continua de agua hacia la perforación, a fin de evitar que las aberturas del filtro resulten obturadas con materiales de arrastre de la perforación. Se levanta luego la camisa, hasta llegar un poco por debajo de la superficie superior de la capa permeable, y se agrega más arena. Desde este nivel hasta un punto situado un poco por encima del

estrato débilmente permeable, la perforación se obtura con un material impermeable a medida que se levanta la camisa. El material de obturación puede estar constituido por arcilla bien compactada, con un contenido de humedad intermedio entre el límite plástico y el límite líquido, depositada dejando caer de a poco pequeños trocitos o bolitas a medida que se compacta cuidadosamente. Después de haber colocado cierto espesor de arcilla, puede resultar más expeditivo sellar la perforación utilizando una lechada espesa de cemento portland. Cualquiera sea la solución adoptada, se necesita una inspección cuidadosa para evitar que el descuido llegue a arruinar la instalación.

En materiales menos permeables, el tiempo de reacción de un piezómetro abierto ordinario puede tornarse excesivo. Se reduce aumentando el área de contacto entre el filtro y el suelo circundante lo más posible y reduciendo el diámetro del caño de subida a la mínima dimensión para la cual aún se puede sondear con exactitud. Más aún, en suelos débilmente permeables, la presencia de burbujas de gas en el filtro, el extremo poroso, y en otras partes del aparato aumenta el tiempo de reacción, de modo que, teniendo en cuenta que por acción electrolítica sobre los metales se facilita la formación de gas, resulta ventajoso eliminar en este caso todo elemento metálico. A. Casagrande ha propuesto un piezómetro que es extensamente usado, en el cual se han incorporado todos estos refinamientos.

El piezómetro Casagrande (fig. 68.1) consiste esencialmente en un extremo tubular poroso instalado a la profundidad a la cual se desea medir la presión de poros, que está ligado a un caño de elevación en el cual se observa o se mide el nivel que alcanza el agua. El extremo inferior o punta está constituido de un cilindro hueco poroso, formado de material cerámico de grano fino de una longitud variable entre 30 y 60 cm, con un diámetro exterior de  $1\frac{1}{2}$ " y uno interior de 1". El tubo de elevación es de material plástico con un diámetro exterior de  $\frac{1}{2}$ ". El dispositivo no utiliza ningún material metálico. Para que exista una gran superficie de contacto entre el instrumento y el suelo, el tubo poroso se embebe en una columna de arena permeable que debe cumplir con la condición de ser filtro del material en que se desea medir la presión de poros.

El piezómetro se instala dentro de una perforación cuya parte inferior se obtiene hincando una camisa de 2" de diámetro y 3 m de longitud, formada por un solo caño sin cuplas ni zapato, que se limpia luego sin llegar a lavar por debajo de su extremo. De esta manera se asegura un estrecho contacto entre la camisa y el suelo. A medida que se vuelca la arena filtrante y se coloca el piezómetro en posición, el caño se levanta aproximadamente 1,5 m. El tubo de elevación de plástico se sella contra el interior de la camisa por medio de dos capas de bentonita, introducida en la misma en forma de bolitas plásticas de aproximadamente 1 cm de diámetro, que se dejan caer y apisonan con un peso cilíndrico especial provisto de una parte hueca central que permite su desplazamiento hacia arriba y hacia abajo a lo largo del tubo de elevación.

Los detalles de la forma en que tiene que practicarse la instalación han sido elaborados con gran cuidado (Casagrande, 1949, 1958) y deben



más refinada utilizando un cable protegido con una cubierta de material plástico, como el que se utiliza para micrófonos (A. Casagrande, 1958).

El procedimiento de trabajo cuidadoso elaborado y delicado que es necesario seguir para asentar el piezómetro de Casagrande puede evitarse, bajo condiciones favorables del subsuelo, usando dispositivos que se prestan para ser introducidos por empuje en el terreno. El piezómetro Geonor (fig. 68.2) es representativo de un dispositivo de este tipo. Está sellado en su parte inferior por una punta común metálica que facilita la introducción del piezómetro. La parte permeable está constituida por un cilindro de bronce poroso que tiene el mismo diámetro externo que la parte superior de la punta cónica, diámetro que a su vez es igual al de las barras normales de sondeo tipo E, las que se utilizan por tanto para hacer penetrar por empuje, o con gatos, el instrumento en el terreno. Para mantener el tiempo de reacción del piezómetro, el elemento poroso es relativamente largo, y

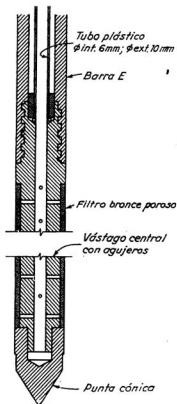


Fig. 68.2. Piezómetro abierto tipo Geonor (según Bjerrum et al., 1965).

los tubos plásticos tienen el menor diámetro con el cual es aún posible realizar un sondeo fehaciente. En suelos blandos el piezómetro puede introducirse por empuje en toda su longitud. En los suelos más resistentes, en cambio, hay que practicar una perforación hasta una cierta profundidad y luego introducir el piezómetro por empuje por debajo de la misma en la longitud necesaria para asegurar un buen sellado del piezómetro y las barras de sondeo.

### *Sistemas hidráulicos cerrados*

Un tubo de elevación puede ser convertido en un sistema hidráulico cerrado colocando un manómetro en su extremo superior, siempre y cuando la posición de equilibrio en el nivel del agua dentro del tubo esté por encima del nivel del manómetro. Sin embargo, si se exceptúan los suelos permeables, el tiempo de reacción del piezómetro no suele reducirse apreciablemente, a menos que todas las partes del sistema estén completamente llenas de agua, debido a que la compresibilidad de las inclusiones —gases, burbujas de aire o vapor de agua— es tan grande que se necesita una fluencia sustancial de agua para producir una respuesta. Más aún, si bien un sistema cerrado puede teóricamente medir por lo menos una pequeña presión negativa, la tendencia del aire a salirse de su estado de solución, o del gas a acumularse, con frecuencia torna un sistema inicialmente saturado en un dispositivo que no responde. Por ello, los sistemas cerrados idóneos para medir presiones pequeñas o negativas van comúnmente provistos de medios para eliminar el aire acumulado dentro de su circuito.

La figura 68.3a muestra el dispositivo desarrollado por el U. S. Bureau of Reclamation para medir las presiones de poros en diques de tierra y otros terraplenes, el cual es extensamente usado por muchas organizaciones (U S B R, 1963). Está constituido por una punta plástica, en la cual se hallan embebidos discos porosos, a través de los cuales la presión de los poros se trasmite al sistema de medición. Los discos conducen a una cámara de la cual parten dos tubos plásticos. Estos tubos permiten la circulación de agua desaireada a través de la punta con el objeto de arrastrar y extraer las burbujas de aire existentes en el sistema. La punta se coloca en una cavidad, excavada por debajo de la superficie del terraplén durante su construcción, y los tubos plásticos se disponen en zanjas prácticamente horizontales que conducen a una casilla de medición colocada normalmente en el talud agua abajo de la presa. En la casilla de medición están situados los manómetros y una bomba para hacer circular agua desaireada. Con objeto de hacer una observación, el agua se hace circular a través del sistema hasta haber extraído todo el aire libre, en cuyo momento se cierra la línea de circulación y se conecta el sistema a los manómetros, los que a su vez han sido desaireados. Si esta desaireación se ha realizado con éxito, los manómetros prontamente alcanzan el estado de equilibrio.

La experiencia derivada con este tipo de sistemas hidráulicos ha sido en general satisfactoria, excepto por la dificultad de que hasta hace poco, toda vez que se observaban presiones de poros negativas, la medición efec-

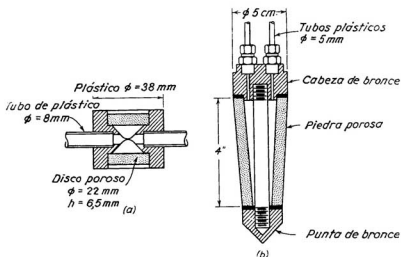


Fig. 68.3. Piezómetros hidráulicos cerrados. (a) Punta plástica para terraplenes tipo USBR (según USBR, 1963); (b) punta tipo Bishop (según Bishop et al., 1960).

tuada se refería, probablemente, más a la presión del aire contenido en los poros que a la presión del agua. Esta situación era una consecuencia del uso de piedras porosas con un valor demasiado bajo de la presión característica de paso de aire y ha sido subsanada en instalaciones recientes. Un inconveniente práctico serio lo constituye la vulnerabilidad de los tubos plásticos, que pueden ser fácilmente dañados durante la construcción. Más aún, a menos que se tomen medidas adecuadas, los tubos pueden también resultar dañados por las deformaciones propias del terraplén, en especial las que causan su estiramiento horizontal. Si la longitud de los tubos entre la punta porosa y la casilla de mediciones es muy larga, el cambio de volumen del tubo puede aumentar el tiempo de reacción.

Se han desarrollado varias modificaciones al piezómetro tipo USBR. La que muestra la figura 68.3b (Bishop et al., 1960) tiene por objeto reducir al mínimo la necesidad del lavado para extraer el aire. Está provisto de un tubo cerámico que tiene un valor de la presión característica de paso de aire del orden de los  $2 \text{ kg/cm}^2$  y es cónico para mejorar el contacto inicial con el suelo cuando la punta se coloca dentro de un agujero formado previamente en el terraplén utilizando una estampa cónica de acero. Como algunas variedades de tubos plásticos son ligeramente permeables al aire y otras al agua, y teniendo en cuenta además que algunas poseen una rigidez que es más bien deficiente y tienden a distorsionarse con el tiempo, la elección del tubo de plástico más adecuado merece atención especial (Bishop et al., 1964). Las instalaciones de estos dispositivos en los núcleos impermeables

de varios diques de tierra estaban aún operando en forma exitosa en 1964, después de cuatro años, y requerían ser desaireadas solamente una vez por año.

La necesidad de obtener un sello adecuado alrededor del tubo plástico, para evitar la existencia de caminos permeables que pudieran alterar la distribución de las presiones de poros cerca del punto de medición, se torna más vital con la disminución de la permeabilidad del suelo. Las zanjas que contienen los tubos de los piezómetros tipo USBR deben ser llenadas y compactadas a mano, en particular en la parte impermeable del dique o terraplén. El relleno a utilizar debe consistir en arcilla plástica, con una humedad por encima de la óptima de Proctor. Cuando los piezómetros se instalan dentro de perforaciones se deben seguir procedimientos similares a los descritos para el piezómetro tipo Casagrande. Se necesita un cuidado especial para asegurarse de que las dos líneas de tubos que forman parte del mismo piezómetro estén suficientemente separadas entre sí como para permitir la colocación de material de sellado alrededor de cada tubo.

### *Piezómetros eléctricos*

En principio es dable construir un piezómetro con un retardo hidrostático extremadamente pequeño, recurriendo a una cámara estanca separada de la punta porosa por un diafragma cuya deformación se mide con un extensómetro de lectura remota a través de un circuito eléctrico. El comportamiento a largo plazo de la mayoría de estos dispositivos no ha sido satisfactorio, principalmente debido a la inestabilidad elástica y a la deformación plástica lenta de los extensómetros eléctricos, o de los cementantes utilizados para pegarlos a los diafragmas, y a la eventual entrada de agua en la cámara estanca. Estas y otras dificultades son similares a las tratadas en el artículo 67 al estudiar las células de presión.

Hasta ahora, el mejor registro de comportamiento lo proveen los piezómetros que contienen extensómetros de alambre o cuerda vibrante (artículo 67). La fig. 68.4 muestra el piezómetro Maihak, provisto de una cuerda vibrante (Brooker y Lindberg, 1965). Para la mayoría de las instalaciones, la piedra porosa ha estado formada de metal poroso, saturado con un aceite animal apropiado. Dado que el valor de la presión característica de paso de aire de estas puntas es más bien bajo, del orden de  $0,1 \text{ kg/cm}^2$ , es probable que en las instalaciones realizadas en suelos no saturados se haya medido más bien la presión del aire que la del agua contenida en los poros, en particular si la diferencia entre la presión del aire y la del agua era en el lugar mayor de unos décimos de kilo por centímetro cuadrado. La medición de presiones de poros positivas ha sido satisfactoria.

El remplazo de la punta de metal poroso por otra saturada de agua con un alto valor de la presión de paso de aire debiera permitir la medición de presiones de poro negativas en instalaciones a corto plazo. Sin embargo, como es dable esperar que el aire salga de solución y se acumule en la parte inferior de la punta porosa, y como no hay medios disponibles para eliminar

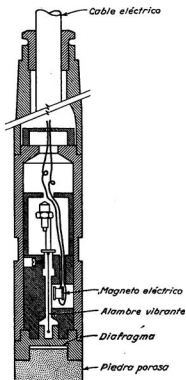


Fig. 68.4. Piezómetro a cuerda vibrante operado eléctricamente (según Brooker y Lindberg, 1965).

el aire por lavado, el dispositivo puede eventualmente comenzar a leer presiones de aire (Bishop et al., 1964).

Se necesita el mismo cuidado para sellar los piezómetros eléctricos en sus hoyos o perforaciones como el que se requiere para los piezómetros hidráulicos de circuito cerrado.

### **Piezómetros neumáticos**

En los piezómetros eléctricos, la presión de poros actúa sobre un diafragma que se deforma, deformación ésta que sirve de elemento de medición. En los piezómetros neumáticos, el diafragma se somete por arriba a una presión de aire que balancea la presión de poros. La sensibilidad del instrumento depende de la magnitud de la deformación del diafragma necesaria para balancear la presión de aire. Se construyen de dos tipos.

En ambos tipos, dos tubos de aire conducen a una cámara situada

detrás de un diagrama flexible. En los *piezómetros a burbuja*, el aire se introduce en el tubo de admisión a una presión que crece lentamente. Mientras la presión de aire es menor que la presión de poros, el diafragma mantiene cerrada la entrada al tubo de salida. Cuando la presión del aire iguala a la presión del agua de los poros, el diafragma se desplaza ligeramente y el aire escapa por el tubo de salida, el que descarga dentro de un recipiente lleno de agua. La aparición de burbujas de aire indica que la presión del agua es igual a la presión del aire inyectado en el tubo de admisión y medida por un manómetro (Warlam y Thomas, 1965).

En un segundo tipo de piezómetro, los tubos de admisión y salida normalmente se comunican entre sí por detrás del diafragma. Cuando se quiere realizar una observación, se aumenta lentamente la presión del aire en el tubo de admisión mientras se mantiene cerrado el de salida. Cuando la presión en la tubería alcanza a la presión del agua de los poros, el diafragma acciona una válvula que bloquea la fluencia de aire entre tubo de admisión y salida. La lectura de un manómetro instalado en la línea de salida proporciona el valor de la presión del agua (Wilson, 1966).

Los piezómetros neumáticos eliminan la necesidad de desairear los tubos de agua y de proteger a éstos y a los manómetros de las heladas. Tampoco necesitan de un circuito eléctrico. Su tiempo de reacción es relativamente pequeño, pero no ha sido aún totalmente evaluado.

### ***Elección del tipo de piezómetro***

Como regla, el piezómetro seleccionado para un propósito dado debe ser el más simple de todos los que satisfacen las necesidades del problema en consideración. A medida que aumenta la complejidad del piezómetro o del sistema de medida, se multiplican el costo y las posibilidades de un funcionamiento deficiente y de su eventual rotura.

Ya se hizo mención de la influencia que las restricciones del lugar ejercen sobre el tipo de piezómetro a seleccionar. Pero no solo debe considerarse el tipo de instrumento sino también la relativa facilidad o dificultad para obtener un sellado real y la medida en que la instalación puede interferir con las operaciones de construcción.

En todos los casos, el retardo hidrostático de la instalación merece cuidadosa atención y puede eliminar ciertos tipos de piezómetros. De la figura 68.5 se puede deducir el orden de magnitud del tiempo necesario para obtener una respuesta del 90 % con distintos tipos de piezómetros. La significación que puede tener el retardo en la respuesta depende en gran parte de la naturaleza de las fluctuaciones en presión de poros anticipada. Por ejemplo, según la figura 68.5, el tiempo necesario para obtener una respuesta del 90 % con un piezómetro a tubo de elevación abierto en un suelo con un coeficiente de permeabilidad de  $10^{-7}$  cm/seg es de unos 5 días. No obstante, el uso de un piezómetro Geonor puede resultar apropiado si el instrumento puede dejarse en posición durante varios días y la instalación tiene por propósito determinar la presión de poros en un depósito

natural donde no se esperan fluctuaciones importantes. Por el contrario, si se intenta un registro detallado de las condiciones piezométricas sobre una gran extensión insertando el instrumento en distintos lugares y esperando en cada lugar el tiempo necesario para alcanzar el equilibrio antes de pasar al siguiente, una demora mayor de unos pocos minutos resultaría intolerable y el instrumento inadecuado. Más aún, si la presión del agua en el punto de medición estuviese sujeta a fluctuaciones diarias, como puede ocurrir con el embalse de una presa para una casa de máquinas, un retardo hidrostático de tres días oscurece completamente las variaciones reales de la presión del agua y las observaciones no tienen valor alguno. Para obtener resultados satisfactorios bajo estas condiciones se necesita una instalación con un retardo no mayor de 30 a 60 minutos y, de acuerdo con la figura 68.5, se necesitará un piezómetro hidráulico a circuito cerrado.

Resulta evidente que es necesario dar a los requerimientos de cada instalación una consideración cuidadosa. Para una elección adecuada del instrumento se necesita un conocimiento detallado de las condiciones del subsuelo y de la forma en que se produce el escurrimiento del agua. Más aún, a menos que la instalación se realice con el máximo de cuidado y con una consideración inteligente de las condiciones del terreno, sin ajustarse ciegamente a reglas establecidas, aun los instrumentos más refinados

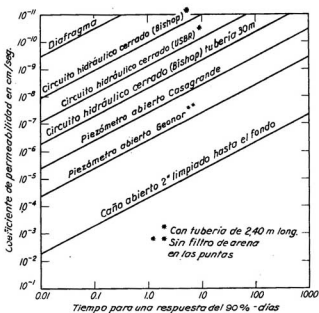


Fig. 68.5. Retardo aproximado de los diferentes tipos de piezómetros (según Hvorslev, 1951; Penman, 1961; Brooker y Lindberg, 1965, y otros).

pueden conducir a resultados totalmente erróneos o bien dejar de funcionar. Por ello, la instalación de piezómetros, si se exceptúan los suelos homogéneos y permeables, no puede ser delegada al personal corriente sino que debe ser realizada o supervisada en todos sus pasos por una persona experimentada que aprecie el significado de todos los requerimientos necesarios para tener éxito.

#### Lecturas seleccionadas

En el *Earth Manual* (1963), 1ª edición, reimpresión revisada, Denver, págs. 620-672, se proporcionan instrucciones detalladas para la instalación y lectura de los piezómetros tipo USBR. También se describen y proveen instrucciones para instalar piezómetros abiertos del tipo Casagrande, según modificaciones para su uso introducidas por el U. S. Bureau of Reclamation, dando detalles de una sonda eléctrica adecuada para este tipo de piezómetros.

En el Apéndice del artículo de A. Casagrande (1949), titulado "Soil mechanics in the design and construction of the Logan airport", *J. Boston Soc. Civil Engrs.*, 36, Nº 2, págs. 192-221, reimprimido en *Contributions soil mechanics*, 1941-1953, Boston Soc. Civil Engrs., pp. 198-205, se detalla el piezómetro Casagrande y se proporciona el procedimiento, paso por paso, para su instalación.

En la publicación *Pore pressure and suction in soils*, Londres, Butterworths, 1961, se encuentran varios artículos referentes a las presiones de poros y su medición. Este volumen contiene los anales de un congreso organizado bajo la misma denominación por la rama británica de la Sociedad Internacional de Mecánica de Suelos y Fundaciones en 1960.

## ART. 69 REGISTRO DE LAS OBSERVACIONES DE OBRA Y DEL TERRENO

### Introducción

Los capítulos precedentes han demostrado el papel vital que las observaciones de obra y del terreno tienen en la ingeniería de suelos y fundaciones. No se puede, empero, obtener un beneficio total de tales observaciones a menos que los registros que contienen la información se mantengan de una manera cuidadosa e inteligente. Con frecuencia, se han ignorado mediciones que eran avisos de desastres inminentes debido a que fueron registrados en los libros de obra o en tablas complicadas, o no fueron llevadas a la atención de un ingeniero en posición de apreciar su significado. En muchos casos, información potencialmente valiosa hubo de descartarse como inútil debido a unas pocas omisiones que escaparon a la atención de los observadores en el momento en que se efectuaban los registros. Muchos registros son inútiles debido a que los datos están tan pobremente presentados que resulta demasiado oneroso gastar el tiempo necesario para organizarlos e interpretarlos.

Para ser útiles los registros deben llevarse de tal manera que cualquier ingeniero pueda obtener los datos sin más consulta y sin posibilidad de equivocarse. Los apartados que siguen resumen los requerimientos mínimos que deben cumplir las observaciones de obra y del terreno.

### ***Plano general e información geotécnica***

Todo registro de observaciones en el terreno debe contener un plano general que muestre la posición planialtimétrica de cada punto de observación y su relación con los elementos principales de la obra. Una vez que a un punto se le ha asignado una letra o un número, la designación adoptada no debe modificarse, pues el registro del cambio puede llegar a perderse. El plano general debe también contener una descripción completa de los puntos fijos de referencia y sus cotas. Debe, además, mostrar la posición de todas las perforaciones efectuadas.

Las condiciones del subsuelo deben mostrarse en un digesto de los resultados obtenidos representados en una única hoja que contenga perfiles simplificados con la descripción verbal de las formaciones principales, suplementada con valores numéricos representativos de las propiedades pertinentes del suelo.

### ***Dimensiones y datos numéricos***

Los resultados de todas las observaciones deben reunirse en un solo documento en forma tabular. El encabezamiento de cada columna de datos numéricos debe contener el significado exacto de la cantidad representada por dichos números. En este aspecto nada debe tomarse por sentado. Hay que recordar que las dimensiones con que se representan los resultados de las mediciones varían de lugar en lugar y en un mismo lugar de tiempo en tiempo.

Los datos numéricos deben ser completos. En un caso se recibió un registro de observaciones piezométricas. Contenía los resultados de las lecturas pero faltaban las cotas de instalación de piezómetros.

### ***Frecuencia de las observaciones***

Si se efectúan observaciones demasiado frecuentes, se malgasta el dinero y los registros se tornan demasiado complejos. Por el contrario, si están demasiado espaciados, los registros contienen vacíos que solo se descubren cuando es muy tarde.

En general, para una obra dada, es ventajoso efectuar observaciones frecuentes hasta que las características del fenómeno que se quiere investigar se tornan evidentes. Después se puede disminuir la frecuencia sin reducir el valor de los resultados. La figura 69.1a representa una sección transversal de un dique de carena, y la figura 69.1b el efecto que el llenado y vaciado de un dique adyacente ejerce sobre el nivel piezométrico en el estrato permeable situado debajo de ambos diques. Cuando se llenó por primera vez el dique adyacente se hicieron lecturas cada seis horas, las que mostraron que el retardo entre el cambio de nivel libre y el piezométrico era pequeño. En consecuencia, toda vez que se repitió la operación de llenado y vaciado las observaciones se limitaron a lecturas manométricas realizadas inmediatamente antes y después de llenar el dique, antes y después de vaciarlo, y una vez por semana mientras permanecía vacío.

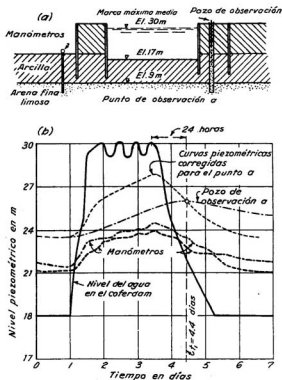


Fig. 69.1. (a) Sección transversal de una ataguía apoyada en arcilla que descansa sobre arena; (b) niveles piezométricos correspondientes al nivel del agua en la arena (según Fitz Hugh et al., 1947).

El diagrama de la figura 69.1b también muestra que los cambios de nivel de agua en uno de los pozos de observación tenía una demora intolerable con respecto al cambio de nivel del agua libre, razón por la cual la lectura de este piezómetro fue abandonada. Esta experiencia ilustra una de las ventajas de la representación gráfica de datos, pues si éstos se hubiesen simplemente tabulado, los defectos en la lectura del piezómetro descompuesto pudieron haber pasado inadvertidos.

Hubo un caso en que los resultados tabulados de las mediciones de los asientos de una gran pared parecían indicar que, aun después de tres meses, éstos continuaban aumentando diariamente en un valor considerable. Lo real era que la tendencia del aumento estaba oscurecida por los inevitables errores de observación, como resultó evidente tan pronto las mediciones se representaron en función del tiempo en un diagrama a escala pequeña, donde se vio que la velocidad media de asiento disminuía rápidamente y

que la pared estaba alcanzando un estado de equilibrio. Resultó también evidente que la curva tiempo-asentamiento pudo haberse construido con suficiente exactitud con lecturas cada cinco días en lugar de diarias.

Con el objeto de obtener la máxima cantidad de información con un conjunto dado de mediciones, es conveniente que se le den al observador instrucciones detalladas respecto al tipo de información esperada. Por lo menos una parte de la decisión respecto a la frecuencia de las mediciones debe dejarse a su criterio. Si resulta posible anticipar la tendencia general de las lecturas, es aconsejable preparar un gráfico tentativo, que muestre los resultados que se esperan obtener e indique todos los puntos que deben verificarse con observaciones.

### Procesamiento de los datos

La presentación de los datos obtenidos de observaciones en el terreno de la obra debe hacerse en forma tal que un ingeniero no familiarizado con el trabajo pueda entender con el mínimo esfuerzo todos sus resultados esenciales. Una forma muy satisfactoria de presentación consiste en graficar los datos en una escala pequeña. Estos gráficos deben acompañarse de un plano indicador y de una breve descripción del problema. Un plano grande cubierto de datos numéricos solo confunde y desalienta al lector.

Para evitar la pérdida de información potencialmente valiosa es aconsejable utilizar el siguiente procedimiento. Tan pronto como se efectúa un conjunto de observaciones, los resultados esenciales deben volcarse en gráficos dibujados en una escala que permita cubrir todo el período de duración de las mediciones propuestas. Si la persona a cargo de las lecturas no tiene capacidad para seleccionar el tipo de gráficos y sus escalas, debe ser instruido adecuadamente por su superior. Cuando se deben enviar informes periódicos a una casa central, éstos deben contener no solo los datos completos sino también los gráficos a escala reducida.

Los beneficios que se derivan del procedimiento gráfico de presentación de observaciones vienen ilustrados por las figuras 69.2 a 69.5. La figura 69.2 representa los asientos de una platea de fundación para tres estados

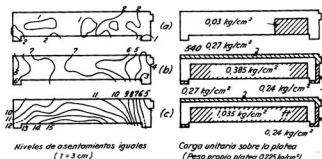


Fig. 69.2. Asentamientos de una platea correspondientes a tres estados de carga.

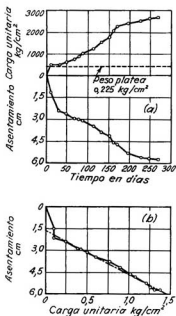


Fig. 69.3. (a) Relación entre asentamiento, carga y tiempo para un punto de una platea de fundación; (b) relación entre asentamiento y carga para el mismo punto.

de carga diferentes. La cara de la platea está situada a una profundidad de 3 m por debajo del nivel original del terreno. Hasta una profundidad de unos 6 m por debajo de la cara inferior de la platea, el suelo está constituido de limo y de arena fina limosa que descansa en un espeso estrato de arcilla bastante compacta. Las observaciones de asentamiento se realizaron durante la construcción sobre 34 puntos de medición distribuidos uniformemente sobre la platea, con una frecuencia de una vez cada pocas semanas. Si los resultados de estas mediciones se hubiesen reunido en tablas, pocos ingenieros hubiesen tenido la paciencia de analizarlas. Por ello se decidió representarlos dibujando curvas de iguales asentamientos. En la figura 69.2 los diagramas de la parte izquierda representan curvas de iguales asentamientos para tres estados típicos de carga, y los diagramas de la derecha los estados de carga correspondientes. Durante el primer estado (a), mientras la carga era todavía muy pequeña, la distribución de los asentamientos pareciera no tener relación alguna con la distribución de las cargas. Durante el segundo estado (b), con cargas de valor intermedio, el asentamiento de la parte central se hizo más acentuado que en los dos extremos. Con carga total (c) el asentamiento adquirió la forma de una suave depresión cóncava.

Para poder seguir el desarrollo de la velocidad del asentamiento, se dibujaron en función del tiempo los asientos de varios puntos, en la forma que ilustra la figura 69.3a para uno de ellos. Debido a la falta de uniformidad en el incremento de la carga, estos diagramas solo mostraron que el asentamiento aumentaba. Sin embargo, cuando el asentamiento se dibujó en función de la carga unitaria sobre la platea (fig. 69.3b), se descubrió que después de un pequeño ajuste inicial aumentaba en forma sensiblemente lineal con la carga. Las figuras 69.2 y 69.3b condujeron a la siguiente interpretación. Durante la excavación, la capa superior del estrato en que apoya la fundación se ablandó, pero solo fue necesario una pequeña sobre-

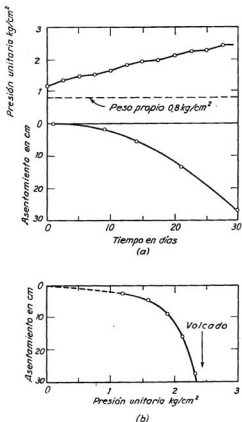


Fig. 69.4. Relación entre asentamiento, carga y tiempo para un punto de la base de un elevador de granos cimentado sobre un depósito de arcilla blanda; (b) relación entre presión unitaria media y asentamiento de la estructura en el centro de gravedad de la superficie cargada.

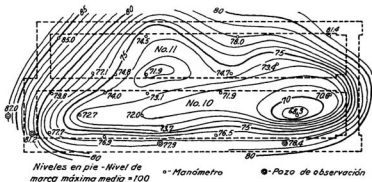


Fig. 69.5. Curvas de igual nivel piezométrico para el estrato de arena situado debajo de los diques de carena de fig. 69.1 (a).

carga para reconsolidarla. Por ello, el asentamiento bajo las pequeñas cargas iniciales fue relativamente pequeño y reflejó solamente las variaciones locales del estrato de apoyo, hecho que explica el carácter errático del diagrama de la izquierda de la figura 69.2a. Con el incremento de la carga, el asentamiento adicional se debió a una ligera compresión del suelo situado inmediatamente debajo de la capa ablandada por la excavación.

La depresión regular (fig. 69.2c) representativa del asentamiento bajo la carga máxima indica, en cambio, que el estrato compresible es, término medio, bastante homogéneo. La forma de la curva carga-asentamiento (fig. 69.3b) demuestra, por otro lado, que la capacidad de carga a rotura del subsuelo excede de manera sustancial a la máxima carga aplicada, pues, en caso contrario, dicha curva sería cóncava hacia abajo.

En la figura 69.4 se muestran curvas similares a las de la figura 69.3 para un punto de observación situado en la base de un gran elevador de granos, obtenidas durante el período en que el elevador fue llenado por primera vez. De nuevo, tanto la curva tiempo-carga como tiempo-asentamiento (fig. 69.4a) indican solamente que el asentamiento aumenta. La confrontación del asentamiento con la carga (fig. 69.4b) muestra, en cambio, en forma clara el peligro inminente de una rotura. En la realidad, la estructura se inclinó y resultó totalmente destruida. El accidente no fue previsto y sobrevino sorpresivamente debido a que la curva indicada en último término no fue dibujada sino después de la catástrofe. Si el dibujo se hubiera hecho a medida que se cargaba, la aproximación del desastre hubiese resultado evidente y se hubiese podido limitar la carga a un valor menor que la capacidad máxima hasta que la resistencia del subsuelo se tornara adecuada por consolidación de la arcilla que lo constituye.

La figura 69.5 es una representación gráfica de los resultados de mediciones de presiones hidrostáticas realizadas por debajo del borde inferior del estrato de arcilla que constituye el fondo de los diques de carena que

muestra la figura 69.1a. Las elevaciones piezométricas se midieron utilizando pozos de observación coronados con manómetros instalados en los puntos señalados con *circulitos*. Presentados en tablas, los resultados indican meramente que los niveles piezométricos varían de una manera considerable de punto a punto. Pero, cuando los datos se usan para dibujar curvas de igual nivel piezométrico, como lo indica la figura 69.5, se puede ver de una ojeada la intensidad y distribución de las fuerzas que tienden a levantar el estrato de arcilla y el piso de los diques.

Después que se ha terminado una obra no se necesita más procesar los datos pues la información esencial está ya contenida en gráficos a escala reducida, similares a los que muestran las figuras 69.2 a 69.5. A estos gráficos deben agregarse el plano general, los registros condensados de las perforaciones y de todos los ensayos realizados, como los de hincas o de carga de pilotes, juntamente con algunas pocas páginas de texto que contengan un resumen describiendo todas las observaciones realizadas y un comentario de los resultados obtenidos. En su conjunto, estos elementos de información constituyen el digesto de las observaciones de obra.

Cuando en un informe condensado y resumido de mediciones de obra se incluyen datos de resultados obtenidos por cálculo haciendo algún tipo de hipótesis, como la forma de la distribución de los empujes que actúan sobre el revestimiento de un corte vertical en el cual se han medido los esfuerzos sobre los puntales, la información que sirve de base para el cálculo debe aparecer en la misma hoja que muestra los resultados graficados.

Después que se ha terminado una obra, los registros condensados deben prepararse en duplicado, guardando una copia en los archivos dedicados al tema de las observaciones de obra y la otra junto con los datos originales de la obra en cuestión. Esta última copia debe contener todas las referencias necesarias para localizar tales datos sin una pérdida excesiva de tiempo.

Todo buen artículo profesional relacionado con la construcción de una obra dada es esencialmente un resumen de mediciones procesadas. Por ello, la técnica respecto al procesamiento de mediciones de obra se puede aprender leyendo tal tipo de artículos.

A continuación, se incluye una lista de varios ejemplos.

#### Lecturas seleccionadas

Los siguientes artículos profesionales son esencialmente una versión perfeccionada de digestos de registros de obras preparados originariamente para controlar su construcción. Sirven como ejemplo de la técnica a seguir en la preparación de tales digestos y de su valor informativo.

- Terzaghi, K. (1942), "Shield tunnels of the Chicago subway", *J. Boston Soc. Civil Engrs.*, 29, pp. 163-210.
- Peck, R. B. (1943), "Earth pressure measurements in open cuts, Chicago subway", *Trans. ASCE*, 108, pp. 1008-1036.
- Terzaghi, K. (1943a), "Liner-plate tunnels on the Chicago (III) subway", *Trans. ASCE*, 108, pp. 970-1007.
- Fitz Hug, M. M., J. S. Miller y K. Terzaghi (1947), "Shipways with cellular walls on a marl foundation", *Trans. ASCE*, 112, pp. 298-324.
- Casagrande, A. (1949), "Soil mechanics in the design and construction of the Logan airport", *J. Boston Soc. Civil Engrs.*, 36, N° 2, pp. 192-221.

- Terzaghi, K. and R. B. Peck (1957), "Stabilization of an ore pile by drainage", *Proc. ASCE*, 83, N° SM1, paper 1144.
- Zeevaert, L. (1957), "Foundation design and behavior of Tower Latino Americana in Mexico City", *Geot.*, 7, N° 3, pp. 115-133.
- Terzaghi, K. (1958b), "Design and performance of the Sasumua dam", *Proc. Inst. Civil Engrs.*, London, 9, Apr., pp. 369-394; 11, Nov., pp. 360-363.
- Mansur, C. I. y R. I. Kaufman (1960), "Dewatering the Port Allen lock excavation", *ASCE J. Soil Mech.*, 86, N° SM6, pp. 35-55.
- Terzaghi, K. y T. M. Leps (1960), "Design and performance of Vermilion dam", *Trans. ASCE*, 125, pp. 63-100.
- Klohn, E. J. (1961), "Pile heave and re-driving", *ASCE J. Soil Mech.*, 87, N° SM4, pp. 125-145.
- Terzaghi, K. y Y. Lacroix (1964), "Mission Dam. An earth and rockfill dam on a highly compressible foundation", *Geot.*, 14, pp. 14-50.

## BIBLIOGRAFIA

- Abbott, M. B. (1960). "One-dimensional consolidation of multi-layered soils", *Géot.*, **10**, pp. 151-165.
- Agerschou, H. A. (1962). "Analysis of the Engineering News pile formula", *ASCE J. Soil Mech.*, **88**, No. SM5, pp. 1-11.
- Akagi, T. (1960). *Effect of desiccation and ring friction on the apparent preconsolidation load of clay*. M. S. thesis. Univ. of Illinois, Urbana, 114 pp.
- Aldrich, H. P. (1965). "Precompression for support of shallow foundations", *ASCE J. Soil Mech.*, **91**, No. SM2, pp. 5-20.
- Ambraseys, N. N. (1960). "On the seismic behavior of earth dams", *Proc. 2nd Int. Conf. Earthquake Eng.*, Tokyo, **1**, pp. 331-358.
- Andresen, A. and N. E. Simons (1960). "Norwegian triaxial equipment and technique", *Proc. ASCE Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils*, pp. 695-709.
- AREA (1933). "Use of portable cribbing in place of rigid retaining walls and the utility of the different kinds of cribbing", Committee Report, *Proc. Am. Rwy. Eng. Assn.*, **34**, pp. 139-148.
- AREA (1955). "Soil engineering in railroad construction", *Proc. Am. Rwy. Eng. Assn.*, **56**, pp. 694-702.
- ASCE (1961). "Sonic pile-driver shows great promise", *Civ. Eng.*, **31**, No. 12, Dec., p. 52.
- Atterberg, A. (1908). "Studien auf dem Gebiet der Bodenkunde" (Studies in the field of soil science), *Landw. Versuchsanstalt*, **69**.
- Atterberg, A. (1911). "Über die physikalische Bodenuntersuchung und über die Plastizität der Tone" (On the investigation of the physical properties of soils and on the plasticity of clays), *Int. Mitt. Für Bodenkunde*, **1**, pp. 10-43.
- Atterberg, A. (1916). "Die Klassifikation der humusfreien und der humusarmen Mineralböden Schweden nach den Konsistenzverhältnissen derselben" (The classification of Swedish mineral soils with little or no humus content, according to their consistency limits), *Int. Mitt. für Bodenkunde*, **6**, pp. 27-37.
- Babbitt, H. E. and D. H. Caldwell (1948). "The free surface around, and interference between, gravity wells", *Univ. of Illinois Eng. Exp. Sta. Bull.*, **374**, 60 pp.
- Baker, B. (1881). "The actual lateral pressure of earthwork", *Min. Proc. Inst. Civil Engrs., London*, **65**, pp. 140-186; Discussions pp. 187-241.
- Barberis, M. C. (1935). "Recent examples of foundations of quay walls resting on poor subsoil, studies, results obtained", *16th Int. Congr. Navigation*, Brussels, 2nd section, 3rd communication.
- Barentsen, P. (1936). "Short description of a field-testing method with coneshaped sounding apparatus." *Proc. 1st Int. Conf. Soil Mech.*, Cambridge, Mass., **1**, pp. 7-10.
- Barkan, D. D. (1962). *Dynamics of bases and foundations*. New York, McGraw-Hill, 434 pp.

- Barron, R. A. (1948). "Consolidation of fine-grained soils by drain wells", *Trans. ASCE*, 113, pp. 718-742.
- Baumann, P. (1942). "Design and construction of San Gabriel dam No. 1", *Trans. ASCE*, 107, pp. 1595-1634.
- Baumann, P. (1960). "Cogswell and San Gabriel dams", *Trans. ASCE*, 125, Part II, pp. 29-57.
- Belcher, D. J. (1945). "The engineering significance of soil patterns", *Photogrammetric Engineering*, 11, No. 2, pp. 115-148.
- Berbowser, R. F. (1959). "Subsidence problem in the Long Beach Harbor District", *ASCE J. Waterways and Harbors Div.*, 85, No. WW2, pp. 81-97.
- Bertram, G. E. (1963). "Rockfill compaction by vibratory rollers", *Proc. 2nd Panamerican Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.*, Brazil, 1, pp. 441-455.
- Beskow, G. (1935). "Tjälbildningen och Tjällyftningen med Särskild Hänsyn till Vägar och Järnvägar" (Soil freezing and frost heaving with special application to roads and railroads), *Sveriges Geologiska Undersökning*, Stockholm, Series Cv, No. 375, 242 pp.
- Biot, M. A. (1941). "General theory of three-dimensional consolidation", *J. Appl. Phys.*, 12, pp. 155-164.
- Eltop, A. W. (1948). "A new sampling tool for use in cohesionless sands below ground water level", *Géot.*, 1, No. 2, pp. 125-131.
- Bishop, A. W. (1954). "The use of pore-pressure coefficients in practice", *Géot.*, 4, pp. 148-152.
- Bishop, A. W. (1955). "The use of the slip circle in the stability analysis of slopes", *Géot.*, 5, pp. 7-17.
- Bishop, A. W. (1960). "The principle of effective stress", *Norwegian Geot. Inst. Publ.* 32, Oslo, pp. 1-5.
- Bishop, A. W. (1966). "The strength of soils as engineering materials", *Géot.*, 16, pp. 91-128.
- Bishop, A. W., I. Alpan, G. E. Blight and I. B. Donald (1960). "Factors controlling the strength of partly saturated cohesive soil", *Proc. ASCE Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils*, pp. 503-532.
- Bishop, A. W. and L. Bjerrum (1960). "The relevance of the triaxial test to the solution of stability problems", *Proc. ASCE Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils*, pp. 437-501.
- Bishop, A. W. and D. J. Henkel (1962). *The measurement of soil properties in the triaxial test*. 2nd ed., London, Edward Arnold, 228 pp.
- Bishop, A. W., M. F. Kennard and A. D. M. Penman (1960). "Pore-pressure observations at Selsset dam", *Proc. Conf. on Pore Pressure and Suction in Soils*. London, Butterworths, pp. 91-102.
- Bishop, A. W., M. F. Kennard and P. R. Vaughan (1964). "Developments in the measurement and interpretation of pore pressure in earth dams", *Trans. 8th Congr. Large Dams*, Edinburgh, 2, pp. 47-72.
- Bishop, A. W. and N. R. Morgenstern (1960). "Stability coefficients for earth slopes", *Géot.*, 10, pp. 129-150.
- Bjerrum, L. (1954). "Geotechnical properties of Norwegian marine clays", *Géot.*, 4, pp. 49-69.
- Bjerrum, L. (1955). "Stability of natural slopes in quick clay", *Géot.*, 5, No. 1, pp. 101-119.
- Bjerrum, L. (1960). "Some notes on Terzaghi's method of working", *From theory to practice in soil mechanics*, New York, John Wiley and Sons, pp. 22-25.

- Bjerrum, L. (1966). *Mechanism of progressive failure in slopes of overconsolidated plastic clays and clay shales*. Third Terzaghi Lecture presented before the ASCE, Miami, Feb. 1, 1966.
- Bjerrum, L. and A. Eggstad (1963). "Interpretation of loading tests on sand", *Proc. European Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.*, Wiesbaden, 1, pp. 199-203.
- Bjerrum, L. and O. Eide (1956). "Stability of strutted excavations in clay", *Géot.*, 6, pp. 32-47.
- Bjerrum, L., T. C. Kenney and B. Kjaernsli (1965). "Measuring instruments for strutted excavations", *ASCE J. Soil Mech.*, 91, No. SM1, pp. 111-141.
- Bjerrum, L., S. Kringstad and O. Kummeneje (1961). "The shear strength of a fine sand", *Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech.*, Paris, 1, pp. 29-37.
- Bjerrum, L. and N. E. Simons (1960). "Comparison of shear strength characteristics of normally consolidated clays", *Proc. ASCE Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils*, pp. 711-726.
- Bleifuss, D. J. and J. P. Hawke (1960). "Design and construction problems", *Trans. ASCE*, 125, Part II, pp. 275-294.
- Bligh, W. G. (1910). "Dams, barrages and wiers on porous foundations", *Eng. News*, 64, pp. 708-710.
- Bogdanović, L., D. Milović and Z. Čertić (1963). "Comparison of the calculated and measured settlements of buildings in New Belgrade", *Proc. European Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.*, 1, pp. 205-213.
- Bolt, C. H. (1956). "Physico-chemical analysis of the compressibility of pure clays", *Géot.*, 6, pp. 86-93.
- Boreli, M. (1955). "Free-surface flow toward partially penetrating wells", *Trans. American Geophysical Union*, 36, No. 4, pp. 664-672.
- Bozozuk, M. (1962). "Soil shrinkage damages shallow foundations at Ottawa, Canada", *Eng. J. Canada*, 45, pp. 33-37.
- Brinkhorst, W. H. (1936). "Settlement of soil surface around foundation pit", *Proc. 1st Int. Conf. Soil Mech.*, Cambridge, Mass., 1, pp. 115-119.
- Brooker, E. W. and D. A. Lindberg (1965). "Field measurement of pore pressure in high plasticity soils", *Proc. Int. Research and Engineering Conf. on Expansive Clay Soils*, 2, Texas A. and M. Univ.
- Brown, F. S. (1941). "Foundation investigation for the Franklin Falls dam", *J. Boston Soc. Civil Engrs.*, 28, pp. 126-143.
- Bruggen, J. P. v. (1936). "Sampling and testing undisturbed sands from boreholes", *Proc. 1st Int. Conf. Soil Mech.*, Cambridge, Mass., 1, pp. 144-160.
- Bruns, T. C. (1941). "Don't hit timber piles too hard", *Civ. Eng.*, 11, pp. 726-728.
- Buchanan, S. J. (1938). "Levees in the lower Mississippi valley", *Trans. ASCE*, 103, pp. 1378-1395; Discussions pp. 1449-1502.
- Buisman, A. K. (1943). *Grondmechanica* (Soil mechanics). 2nd ed., Delft, 281 pp.
- Eurke, H. H. (1960). "Garrison dam test tunnel: investigation and construction", *Trans. ASCE*, 125, pp. 230-267.
- Burmister, D. M. (1956). "Stress and displacement characteristics of a twolayered rigid base soil system: influence diagrams and practical applications", *Proc. Hwy. Res. Board*, 35, pp. 773-814.
- Cadling, L. and S. Odenstad (1950). "The vane borer", *Proc. Swedish Geot. Inst.* No. 2, 88 pp.

- Cambefort, H. (1955). *Forages et sondages* (Borings and soundings). Paris, Eyrolles, 396 pp.
- Caquot, A. and J. Kerisel (1948). *Tables for the calculation of passive pressure, active pressure and bearing capacity of foundations*. Transl. from the French by Maurice A. Bec., Paris, Gauthier-Villars, 120 pp.
- Carlson, L. (1948). "Determination in situ of the shear strength of undisturbed clay by means of a rotating auger", *Proc. 2nd Int. Conf. Soil Mech.*, Rotterdam, 1, pp. 265-270.
- Carlson, R. W. and D. Pirtz (1952). "Development of a device for the direct measurement of compressive stress", *J. American Concrete Inst.*, 49, pp. 201-215.
- Carpenter, J. C. and E. S. Barber (1953). "Vertical sand drains for stabilization of muck-peat soils", *Proc. ASCE*, 79, Separate No. 351, 17 pp.
- Carslaw, H. S. and J. C. Jaeger (1959). *Conduction of heat in solids*. Oxford, Clarendon Press, 2nd ed., 510 pp.
- Cary, A. S., B. H. Walter and H. T. Harstad (1943). "Permeability of Mud Mountain core material", *Trans. ASCE*, 108, pp. 719-728; Discussions pp. 729-737.
- Casagrande, A. (1931). "Discussion: A new theory of frost heaving", *Proc. Hwy. Res. Board*, 11, pp. 168-172.
- Casagrande, A. (1932a). "Research on the Atterberg limits of soils", *Public Roads*, 13, pp. 121-136.
- Casagrande, A. (1932b). "The structure of clay and its importance in foundation engineering", *J. Boston Soc. Civil Engrs.*, 19, N° 4, p. 168.
- Casagrande, A. (1934). "Discussion: The shearing resistance of soils", *J. Boston Soc. Civil Engrs.*, 21, No. 3, pp. 276-283.
- Casagrande, A. (1935a). "Discussion: Security from under-seepage masonry dams on earth foundations", *Trans. ASCE*, 100, pp. 1289-1294.
- Casagrande, A. (1935b). "Seepage through dams", *J. New England Water Works Assn.*, 51, No. 2, pp. 131-172.
- Casagrande, A. (1936a). "Characteristics of cohesionless soils affecting the stability of slopes and earth fills", *J. Boston Soc. Civil Engrs.*, 23, No. 1, pp. 13-32.
- Casagrande, A. (1936b). "The determination of the pre-consolidation load and its practical significance", *Proc. 1st Int. Conf. Soil Mech.*, Cambridge, Mass, 3, pp. 60-64.
- Casagrande, A. (1947). "The pile foundation for the new John Hancock building in Boston", *J. Boston Soc. Civil Engrs.*, 34, pp. 297-315.
- Casagrande, A. (1948). "Classification and identification of soils", *Trans. ASCE*, 113, pp. 901-992.
- Casagrande, A. (1949). "Soil mechanics in the design and construction of the Logan airport", *J. Boston Soc. Civil Engrs.*, 36, No. 2, pp. 192-221.
- Casagrande, A. (1958). *Piezometers for pore pressure measurements in clay*. Mimeographed. Harvard Univ., Div. of Engineering and Applied Physics, Pierce Hall, Cambridge, Mass., 9 pp.
- Casagrande, A. (1960). "An unsolved problem of embankment stability on soft ground", *Proc. 1st Panamerican Conf. Soil Mech. and Found. Eng.*, México, 2, pp. 721-746.
- Casagrande, A. (1965). "Role of the 'calculated risk' in earthwork and foundation engineering", *ASCE J. Soil Mech.*, 91, No. SM4, July, pp. 1-40.

- Casagrande, A. and R. E. Fadum (1940). "Notes on soil testing for engineering purposes", *Harvard Univ. Grad. School of Engineering Publ.* 268, 74 pp.
- Casagrande, A. and R. C. Hirschfeld (1960). "Stress-deformation and strength characteristics of a clay compacted to a constant dry unit weight", *Proc. ASCE Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils*, pp. 359-417.
- Casagrande, A. and S. D. Wilson (1951). "Effect of rate of loading on strength of clays and shales at constant water content", *Géot.*, 2, pp. 251-263.
- Casagrande, L. (1936). "Settlement observations on structures of the 'Reichsautobahnen'", *Proc. 1st Int. Conf. Soil Mech.*, Cambridge, Mass., 3, pp. 104-106.
- Casagrande, L. (1949). "Electro-osmosis in soils", *Géot.*, 1, No. 3, pp. 159-177.
- Casagrande, L. (1962). "Electro-osmosis and related phenomena", *Revista Ingenieria*, Mexico, 32, No. 2, pp. 1-62 (Spanish and English text).
- Cedergren, H. R. (1967). *Seepage, drainage and flow nets*. New York, John Wiley and Sons, 489 pp.
- Chellis, R. D. (1961). *Pile foundations*, 2nd ed., New York, McGraw-Hill, 704 pp.
- Chen, L. S. (1948). "An investigation of stress-strain and strength characteristics of cohesionless soils by triaxial compression tests", *Proc. 2nd Int. Conf. Soil Mech.*, Rotterdam, 5, pp. 35-43.
- Clarke, N. W. B. and J. B. Watson (1936). "Settlement records and loading data for various buildings erected by the Public Works Department, Municipal Council, Shanghai", *Proc. 1st Int. Conf. Soil Mech.*, Cambridge, Mass., 2, pp. 174-185.
- Clevenger, W. A. (1958). "Experiences with loess as a foundation material", *Trans. ASCE*, 123, pp. 151-169.
- Close, U. and E. McCormick (1922). "Where the mountains walked", *Nat. Geog. Mag.*, 41, pp. 445-464.
- Collins, J. J. (1935). "New type sea wall built for subsiding lake shore in Venezuela", *Eng. News-Record*, 114, No. 12, pp. 405-408.
- Cooling, L. F. (1962). "Field measurements in soil mechanics", *Géot.*, 12, No. 2, pp. 77-103.
- Cooling, L. F. and H. Q. Golder (1942). "The analysis of the failure of an earth dam during construction", *J. Inst. Civil Engrs.*, London, 20, No. 1, pp. 38-55; Discussions, Supplement to No. 2, pp. 289-304.
- Corps of Engineers (1960). "Stability of earth and rockfill dams", *Manual EM 1110-2-1902*, 27 Dec., 67 pp.
- Costes, N. C. (1956). "Factors affecting vertical loads on underground ducts due to arching", *Hwy. Res. Board Bull.* 125, pp. 12-57.
- Coulomb, C. A. (1776). "Essai sur une Application des Règles des Maximis et Minimis à quelques Problèmes de Statique Relatifs à l'Architecture" (An attempt to apply the rules of maxima and minima to several problems of stability related to architecture). *Mén. Acad. Roy des Sciences*, Paris, 3, p. 38.
- Grandell, F. J. (1949). "Ground vibration due to blasting and its effect upon structures", *J. Boston Soc. Civil Engrs.*, 36, pp. 245-268.
- Culmann, C. (1875). *Die graphische Statik* (Graphic statics). Zurich, Meyer and Zeller, 644 pp.
- Cummings, A. E. (1940). "Dynamic pile driving formulas", *J. Boston Soc. Civil Engrs.*, 27, pp. 6-27.

- Cummings, A. E., G. O. Kerkhoff and R. B. Peck (1950). "Effect of driving piles into soft clay", *Trans. ASCE*, 115, pp. 275-285.
- D'Appolonia, E. (1953). "Loose sands-their compaction by vibroflotation", *ASTM Special Tech. Publ.* 156, pp. 138-154.
- D'Appolonia, E. and J. A. Hribar (1963). "Load transfer in a step-taper pile", *ASCE J. Soil Mech.*, 89, No. SM6, pp. 57-77.
- D'Appolonia, E. and J. P. Romualdi (1963). "Load transfer in end-bearing steel H-piles", *ASCE J. Soil Mech.*, 89, No. SM2, pp. 1-25.
- Darcy, H. (1856). *Les fontaines publiques de la ville de Dijon* (The water supply of the city of Dijon). Dalmont, Paris, 674 pp.
- Dawson, R. F. (1959). Modern practices used in the design of foundations for structures on expansive soils", *Colo. School of Mines Quarterly*, 54, No. 4, pp. 67-87.
- De Beer, E. and A. Martens (1957). "A method of computation of an upper limit for the influence of heterogeneity of sand layers in the settlement of bridges", *Proc. 4th Int. Conf. Soil Mech.*, London, 1, pp. 275-282.
- Deere, D. U. (1957). "Seepage and stability problems in deep cuts in residual soils, Charlotte, N.C.", *Proc. Am. Rywy. Eng. Assn.*, 58, pp. 738-745.
- DiBiagio, E. and L. Bjerrum (1957). "Earth pressure measurements in a trench excavated in stiff marine clay", *Proc. 4th Int. Conf. Soil Mech.*, London, 2, pp. 196-202.
- Dupuit, J. (1863). *Études théoriques et pratiques sur le mouvement des eaux dans les canaux découverts et à travers les terrains perméables* (Theoretical and experimental studies of the flow of water in open channels and through permeable ground). 2nd ed., Paris, Dunod, 304 pp.
- Eggstad, A. (1963). "Deformation measurements below a model footing on the surface of dry sand", *Proc. European Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.*, Wiesbaden, 1, pp. 233-239.
- Endo, M. (1963). "Earth pressure in the excavation work of alluvial clay stratum", *Proc. Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng.*, Budapest, pp. 21-46.
- ENR (1929). "Reconstruccion of Lafayette dam advised", *Eng. News-Record*, 102, pp. 190-192.
- ENR (1937). "Foundation of earth dam fails", *Eng. News-Record*, 119, p. 532.
- ENR (1941). "Foundation failure causes slump in big dike at Hartford, Conn.", *Eng. News-Record*, 127, p. 142.
- Fadum, R. E. (1941). *Observations and analysis of building settlements in Boston*. Sc.D. thesis, Harvard Univ.
- Fadum, R. E. (1948). "Concerning the physical properties of clays", *Proc. 2nd Int. Conf. Soil Mech.*, Rotterdam, 1, pp. 253-254.
- Fahlquist, F. E. (1941). "New methods and technique in subsurface explorations", *J. Boston Soc. Civil Engrs.*, 28, No. 2, pp. 144-160.
- Feld, J. (1943). "Discussion: Timber friction pile foundations", *Trans. ASCE*, 108, pp. 143-144.
- Fellenius, W. (1927). *Erdstatische Berechnungen* (Calculation of stability of slopes). Berlin (Revised ed. 1939, 48 pp.)
- Fellenius, W., F. Blidberg, L.v. Post and J. Olsson (1922). *Statens Järnvägars Geotekniska Kommission 1914-22, Slutbetänkande* (State Railways Geotechnical Committee 1914-22, Final Report). Stockholm, 180 pp.
- FitzHugh, M. M., J. S. Miller and K. Terzaghi (1947). "Shipways with cellular walls on a marl foundation", *Trans. ASCE*, 112, pp. 298-324.

- Flaate, K. S. (1964). "An investigation of the validity of three pile-driving formulae in cohesionless material", *Norwegian Geot. Inst. Publ.* 56, pp. 1-12.
- Flaate, K. S. (1966). *Stresses and movements in connection with braced cuts in sand and clay*. Ph.D. thesis, Univ. of Illinois, Urbana, 264 pp.
- Forchheimer, P. (1917). "Zur Grundwasserbewegung nach isothermischen Kurven-sharen" (Concerning groundwater movement in accordance with isothermal families of curves), *Sitzber. kais. Akad. d. Wiss., Wein, Abt. IIa*, 126, pp. 409-440.
- Fuck, E. M. and R. F. Edbrooke (1960). "Ambuklao rockfill dam, design and construction", *Trans. ASCE*, 125, Part 1, pp. 1207-1227.
- Fülscher J. (1897-1899). "Der Bau des Kaiser Wilhelm-Kanals" (Construction of the Kaiser Wilhelm canals), *Zeitschrift für Bauwesen*, 47, 1897, column 117-142, 275-304, 405-454, 525-586; 48, 1898, column 41-82, 205-282, 441-490, 693-752; 49, 1899, column 99-126, 269-304, 425-464, 621-675.
- Gaunt, G. C. (1962). "Marina City-foundations", *Civ. Eng.*, 32, Dec., pp. 61-63.
- Geuze, E. C. W. A. (1948). "Critical density of some Dutch sands", *Proc. 2nd Int. Conf. Soil Mech.*, Rotterdam, 3, pp. 125-130.
- Gibson, R. E. and P. Lumb (1953). "Numerical solution of some problems in the consolidation of clay", *Proc. Inst. Civil Engrs.*, London, 2, Part 1, pp. 182-198.
- Gibson, R. E. and J. McNamee (1963). "A three-dimensional problem of the consolidation of a semi-infinite clay stratum", *Quart. J. Mech. and Appl. Math.*, 16, Part 1, pp. 115-127.
- Gilboy, G. (1928). "The compressibility of sand-mica mixtures", *Proc. ASCE*, 54, pp. 555-568.
- Glanville, W. H., G. Grime, E. Fox, and W. W. Davies (1938). "An investigation of the stresses in reinforced concrete piles during driving", *Dept. Sci. Ind. Research, Bldg. Research Sta., England*, Tech. Paper 20, 111 pp.
- Glossop, R. (1960). "The invention and development of injection processes", Part 1: 1802-1850, *Géot.*, 10, No. 3, pp. 91-100; Part 2: 1850-1960, *Géot.*, 11, N° 4, pp. 255-279.
- Glossop, R. and A. W. Skempton (1945). "Particle-size in silts and sands", *J. Inst. Civil Engrs.*, London, Paper 5492, Dec. 1945, pp. 81-105.
- Gnadinger, J. P. (1961). "Grouting to prevent vibration of machinery foundations", *ASCE J. Soil Mech.*, 87, No. SM2, pp. 43-54.
- Godskesen, O. (1936). "Investigation of the bearing-power of the subsoil (especially moraine) with 25 x 25-mm pointed drill without samples", *Proc. 1st Int. Conf. Soil Mech.*, Cambridge, Mass, 1, pp. 311-314.
- Goldbeck A. T. and E. B. Smith (1916). "An apparatus for determining soil pressures", *Proc. ASTM*, 16, Part 2, pp. 309-319.
- Golder, H. Q. (1948). "Measurement of pressure in timbering of a trench in clay", *Proc. 2nd Int. Conf. Soil Mech.*, Rotterdam, 2, pp. 76-81.
- Golder, H. Q. (1965). "State-of-the-art of floating foundations", *ASCE J. Soil Mech.*, 91, No. SM2, pp. 81-88.
- Golder, H. Q. and G. C. Willeumier (1964). "Desing of the main foundations of the Port Mann bridge", *Eng. J. Canada*, 47, No. 8, pp. 22-29.
- Gottstein, E. v. (1936). "Two examples concerning underground sliding caused by construction of embankments and static investigations on the effectiveness of measures provided to assure their stability", *Proc. 1st Int. Conf. Soil Mech.*, Cambridge, Mass., 3, pp. 122-128,

- Could, J. P. (1960). "A study of shear failure in certain Tertiary marine sediments". *Proc. ASCE Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils*, pp. 615-641.
- Graftio, H. (1936). "Some features in connection with the foundation of Svir 3 hydro-electric power development", *Proc. 1st Int. Conf. Soil Mech.*, Cambridge, Mass., 1, pp. 284-290.
- Gray, H. (1945). "Simultaneous consolidation of contiguous layers of unlike compressible soils", *Trans. ASCE*, 110, pp. 1327-1344.
- Grim, R. E. (1953). *Clay mineralogy*. New York, McGraw-Hill, 384 pp.
- Guelton, M., P. Baldy and C. Magne (1961). "La Barrage de Serre-Ponçon, Conception d'Ensemble" (Serre-Ponçon dam, concept of the project), *Travaux*, 45, pp. 298-315.
- Haefeli, R. (1950). "Investigation and measurements of the shear strengths of saturated cohesive soils", *Géot.*, 2, No. 3, pp. 186-208.
- Hall, C. E. (1962). "Compacting a dam foundation by blasting", *ASCE J. Soil Mech.*, 88, No. SM3, pp. 33-51.
- Hansen, B. (1965). *A theory of plasticity for ideal frictionless materials*. Copenhagen, Teknisk Forlag, 471 pp.
- Hansen, J. Brinch (1961). "A general formula for bearing capacity", *Ingeniøren*, 5, pp. 38-46; also Bull. 11, Danish Geotechnical Inst.
- Harr, M. E. (1962). *Groundwater and seepage*. New York, McGraw-Hill, 315 pp.
- Hazen, A. (1892). "Physical properties of sands and gravels with reference to their use in infiltration", *Rept. Mass. State Board of Health*, p. 539.
- Hendron, A. J. (1963). *The behavior of sand in one-dimensional compression*. Ph.D. thesis, Univ. of Illinois, Urbana, 283 pp.
- Henkel, D. J. (1960). "The shear strength of saturated remolded clays", *Proc. ASCE Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils*, pp. 533-554.
- Hertwig, A., G. Früh and H. Lorenz (1933). "Die Ermittlung der für das Bauwesen wichtigsten Eigenschaften des Bodens durch erzwungene schwingungen" (The determination by means of forced vibrations of soil properties of special importance for construction work). *Degebo. Veröffentlichung*, 1, 45 pp.
- Hetenyi, M. (1946). *Beams on elastic foundation*. Ann Arbor, Univ. of Michigan Press, 255 pp.
- Hilf, J. W. (1948). "Estimating construction pore pressures in rolled earth dams", *Proc. 2nd Int. Conf. Soil Mech.*, Rotterdam, 3, pp. 234-240.
- Hirashima, K. B. (1948). "Highway experience with thixotropic volcanic clay", *Proc. Hwy. Res. Board*, 28, pp. 481-494.
- Holmsen, P. (1953). "Landslips in Norwegian quick-clays", *Géot.*, 3, pp. 187-200.
- Holtz, W. G. and H. J. Gibbs (1956a). "Engineering properties of expansive clays", *Trans. ASCE*, 121, pp. 641-677.
- Holtz, W. G. and H. J. Gibbs (1956b). "Triaxial shear test on pervious gravelly soils", *ASCE J. Soil Mech.*, 82, No. SM1, Paper N° 867, 9 pp.
- Horn, H. M. and D. U. Deere (1963). "Frictional characteristics of minerales", *Géot.*, 12, pp. 319-335.
- Hough, B. K., Jr. (1938). "Stability of embankment foundations", *Trans. ASCE*, 103, pp. 1414-1431.
- HRB (1958). "Landslides and engineering practice", Committee on landslide investigations. *Hwy. Res. Board Special Rept.* 29, 232 pp.
- Hubbard, P. G. (1955). "Field measurement of bridge-pier scour", *Proc. Hwy. Res. Board*, 34, pp. 184-188.

- Huber, W. G. (1960). "Kenney and Cheakamus dams", *Trans. ASCE*, 125, Part II, pp. 255-265.
- Humphreys, J. D. (1962). "The measurement of loads on timber supports in a deep trench", *Géot.*, 12, pp. 44-54.
- Huntington, W. C. (1957). *Earth pressures and retaining walls*. New York, John Wiley and Sons, 534 pp.
- Hvorslev, M. J. (1937). "Über die Festigkeitseigenschaften gestörter bindiger Böden" (On the strength properties of remolded cohesive soils), *Danmarks Naturvidenskabelige Samfund, Ingeniørvidenskabelige Skrifter*, Series A, No. 45, Copenhagen, 159 pp.
- Hvorslev, M. J. (1948). *Subsurface exploration and sampling of soils for civil engineering purposes*. Waterways Exp. Sta., Vicksburg, Miss., 465 pp.
- Hvorslev, M. J. (1951). "Time lag and soil permeability in ground water measurements", *Corps of Engrs. Waterways Exp. Sta., Vicksburg, Miss.*, Bull. 36, 50 pp.
- Hvorslev, M. J. (1960). "Physical components of the shear strength of saturated clays", *Proc. ASCE Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils*, pp. 169-273.
- IISEE (1965). "The Niigata earthquake 16 June, 1964, and resulting damage to reinforced concrete buildings", *IISEE, Earthquake Rep. No. 1*, In. *Ins. Seismology and Earthquake Eng.*, Tokyo, 62 pp.
- Ireland, H. O. (1955). *Settlements due to foundation construction in Chicago, 1900-1950*. Ph.D. thesis, Univ. of Illinois, 128 pp.
- Ishihara, K. and Y. Yuassa (1963). "Earth pressure measurements in subway construction", *Proc. 2nd Asian Regional Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.*, Tokyo, pp. 337-343.
- Jacobus, W. W., Jr. (1963). "Hydro-Quebec's big, beautiful Manicouagan 5 hides in the bush", *Eng. News-Record*, 171, Oct. 24, pp. 38-45.
- Jacoby, H. S. and R. P. Davis (1941). *Foundations of Bridges and Buildings*. New York, McGraw-Hill, 3rd ed., 523 pp.
- Janbu, N. (1953). "Une analyse énergétique du battage des pieux à l'aide de paramètres sans dimension" (An energy analysis of pile driving with the use of dimensionless parameters), *Ann. Inst. Tech. du Bâtiment et des Travaux Publics*, Nos. 63-64. *Norwegian Geot. Inst. Publ.* 3.
- Janbu, N. (1954a). "Application of composite slip surfaces for stability analysis", *Proc. European Conf. on Stability of Earth Slopes*, Sweden, 3, pp. 43-49.
- Janbu, N. (1954b). "Stability analysis of slopes with dimensionless parameters", *Harvard Soil Mech. Series No. 46*, 81 pp.
- Janbu, N., L. Bjerrum and B. Kjaernsli (1956). "Veiledning ved løsning av fundamenteringsoppgaver" (Soil mechanics applied to some engineering problems), in Norwegian with English summary, *Norwegian Geot. Inst. Publ.* 16, 93 pp.
- Jennings, J. E. (1953). "The heaving of buildings on desiccated clay", *Proc. 3rd Int. Conf. Soil Mech.*, Zurich, 1, pp. 390-396.
- Jiménez-Quiriones, P. (1963). *Compaction characteristics of tropically weathered soils*. Ph.D. thesis, Univ. of Illinois, 135 pp.
- Johnson, A. W. and J. R. Salberg (1962). "Factors influencing compaction test results". *Hwy. Res. Board Bull.* 319, 148 pp.
- Johnson, H. L. (1940). "Improved sampler and sampling technique for cohesionless materials", *Civ. Eng.*, 10, pp. 346-348.

- Jurgensen, L. (1934). "The application of elasticity and plasticity to foundation problems", *J. Boston Soc. Civil Engrs.*, 21, pp. 206-241.
- Kaufman, R. I. and W. C. Sherman, Jr. (1964). "Engineering measurements on Port Allen Lock", *ASCE J. Soil Mech.*, 90, No. SM5, pp. 221-247.
- Kerisel, J. (1964). "Deep foundations basic experimental facts", *Proc. Deep Foundations Conference*, Mexico, 1, pp. 5-44.
- Kezdi, A. (1965). "General report on deep foundations", *Proc. 6th Int. Conf. Soil Mech.*, Montreal, 3, pp. 256-264.
- King, F. H. (1899). "Principles and conditions of the movements of ground water", *U.S. Geol. Soc. 19th Ann. Rept.*, Part 2, pp. 59-294.
- Kjaernli, B. and N. Simons (1962). "Stability investigations of the north bank of the Drammen river", *Géot.*, 12, No. 2, pp. 147-167.
- Kjellman, W., T. Kallstenius and Y. Liljedahl (1955). "Accurate measurement of settlements", *Proc. Royal Swedish Geot. Inst.*, N° 10, 33 pp.
- Kjellman, W., T. Kallstenius and O. Wager (1950). "Soil sampler with metal soils", *Proc. Swedish Geot. Inst.*, No. 1, 76 pp.
- Klenner, C. (1941). "Versuche über die Verteilung des Erddruckes über die Wände ausgesteifter Baugruben" (Test on the distribution of the earth pressure over the walls of braced excavations), *Bautechnik*, 19, pp. 316-319.
- Klon, E. J. (1961). "Pile heave and redriving", *ASCE J. Soil Mech.*, 87, No. SM4, pp. 125-145.
- Koch, J. J., R. G. Boiten, A. L. Biermasz, G. P. Roszback and G. W. v. Santen (1952). *Strain gauges: theory and application*. Philips Industries, Eindhoven, Holland, 95 pp.
- Kögler, F. (1933). "Discussion: Soil mechanics research", *Trans. ASCE*, 98, pp. 299-301.
- Kolb, C. R. and W. G. Shockley (1959). "Engineering geology of the Mississippi valley", *Trans. ASCE*, 124, pp. 633-645.
- Kyrieleis, W. and W. Sichardt (1930). *Grundwasserabsenkung bei Fundierungsarbeiten* (Groundwater lowering for foundation construction). 2nd ed., Berlin, J. Springer, 286 pp.
- Lacroix, Y. (1956). *Measurements of earth pressure against bracing of Inland Steel Building excavation, Chicago Ill.* Paper presented before the ASCE, Pittsburgh, Oct. 19, 1956.
- Ladd, G. E. (1935). "Landslides, subsidences and rock-falls", *Proc. Am. Ryw. Eng. Ass.*, 36, pp. 1091-1162.
- Lambe, T. W. (1951). *Soil testing for engineers*. New York, John Wiley and Sons, 165 pp.
- Lambe, T. W. (1959). "Sealing the Casagrande piezometer", *Civ. Eng.*, 29, No. 4, p. 256.
- Lambe, T. W. (1960). "Structure of compacted clay", *Trans. ASCE*, 125, pp. 682-705.
- Lambe, T. W. and H. M. Horn (1965). "The influence on an adjacent building of pile driving for the M.I.T. Materials Center", *Proc. 6th Int. Conf. Soil Mech.*, Montreal, 2, pp. 280-284.
- Lane, E. W. (1935). "Security from under-seepage—masonry dams on earth foundations", *Trans. ASCE*, 100, pp. 1235-1351.
- Lane, K. S. and P. E. Wohlt (1961). "Performance of sheet piling and blankets for sealing Missouri River reservoirs", *Proc. 7th Congr. on Large Dams*, Rome, 4, pp. 255-279.

- Larsen, E. S. and H. Berman (1934). "The microscopic determination of the monopaque minerals", 2nd ed. *U.S. Dept. of Interior Bull.* 848, 266 pp.
- Laursen, E. M. (1955). "Model-prototype comparison of bridge pier scour", *Proc. Hwy. Res. Board*, 34, pp. 188-193.
- Lebedeff, A. F. (1928). "Methods of determining the maximum molecular moisture holding capacity of soils", *Proc. 1st Int. Conf. Soil Science*, Washington, 1, pp. 551-560.
- Lee, C. H. (1953). "Building foundations in San Francisco", *Proc. ASCE*, 79, Separate 325, 32 pp.
- Legget, R. (1950). "Discussion: Effect of driving piles into soft clay", *Trans. ASCE*, 115, pp. 319-322.
- Lo, K. Y. (1962). "Shear strength properties of a sample of volcanic material of the valley of Mexico", *Géot.*, 12, pp. 303-316.
- Lockwood, M. G. (1954). "Ground subsides in Houston area", *Civ. Eng.*, 24, No. 6, pp. 48-50.
- Loos, W. C. (1936). "Comparative studies of the effectiveness of different methods for compacting cohesionless soils", *Proc. 1st Int. Conf. Soil Mech.*, Cambridge, Mass., 3, pp. 174-179.
- Lorenz, H. (1934). "Neue Ergebnisse der dynamischen Baugrunduntersuchung" (New results of dynamic investigations of foundation soils), *Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure*, 78, pp. 379-385.
- Lowe, J. (1960). "Current practice in soil sampling in the United States", *Hwy. Res. Board Special Rept.* 60, pp. 142-154.
- Lumb, P. (1965). "The residual soils of Hong Kong", *Géot.*, 15, No. 2, pp. 180-194.
- Lundgren, H. and K. Mortensen (1953). "Determination by the theory of plasticity of the bearing capacity of continuous footings on sand", *Proc. 3rd Int. Conf. Soil Mech.*, Zurich, 1, pp. 409-412.
- Lyman, A. K. B. (1942). "Compaction of cohesionless foundation soils by explosives", *Trans. ASCE*, 107, pp. 1330-1348.
- Lysmer, J. and F. E. Richart, Jr. (1966). "Dynamic response of footings to vertical loadings", *ASCE J. Soil Mech.*, 92, No. SM1, pp. 65-91.
- Mallet, C. and J. Pacquant (1951). *Les barrages en terre* (Earth dams). Paris, Eyrolles, 346 pp.
- Mansur, C. I. and R. I. Kaufman (1960). "Dewatering the Port Allen lock excavation", *ASCE J. Soil Mech.*, 86, No. SM6, pp. 35-55.
- Mansur, C. I. and R. I. Kaufman (1962). "Dewatering", Chapter 3 in *Foundation engineering*, G. A. Leonards, ed., New York, McGraw-Hill, pp. 241-350.
- Marsal, R. J. (1960). "Earth dams in Mexico", *Proc. 1st Panamerican Congress on Soil Mech. and Found. Eng.*, Mexico, 3, pp. 1294-1308.
- Marsal, R. J. and M. Mazari (1962). *El Subsuelo de la Ciudad de México* (The subsoil of Mexico City). Universidad Nacional Autónoma de México, Facultad de Ingeniería, 2nd ed. 614 pp.
- Mason, A. C. (1952). "Open-caisson method used to erect Tokyo office building", *Civ. Eng.*, 22, pp. 944-947.
- Masters, F. M. (1943). "Timber friction pile foundations", *Trans. ASCE*, 108, pp. 115-140.
- McNary, J. V. (1925). "Earth pressure against abutment walls measured with soil pressure cells", *Public Roads*, 6, pp. 102-106.
- Means, R. E. (1959). "Buildings on expansive clay", *Colo. School of Mines Quarterly*, 54, N° 4, pp. 1-31.

- Meem, J. C. (1908). "The bracing of trenches and tunnels, with practical formulas for earth pressures", *Trans. ASCE*, 60, pp. 1-23. Discussions pp. 24-100.
- Megaw, T. M. (1951). "Foundations at Poole power station", *Géot.*, 2, pp. 280-292.
- Mehta, M. R. (1959). *Stresses and displacements in layered systems*. Ph.D. thesis, Univ. of Illinois, 33 pp.
- Meigh, A. C. and I. K. Nixon (1961). "Comparison of in-situ tests of granular soils", *Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech.*, Paris, 1, p. 499.
- Meyerhof, G. G. (1951). "The ultimate bearing capacity of foundations", *Géot.*, 2, pp. 301-332.
- Meyerhof, G. G. (1955). "Influence of roughness of base and ground-water conditions on the ultimate bearing capacity of foundations", *Géot.*, 5, pp. 227-242.
- Meyerhof, G. G. (1958). "Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils", *ASCE J. Soil Mech.*, 82, No. SM1, Paper 866, pp. 1-19; Discussion, 83 (1957), No. SM1, Paper 1155, pp. 11-17.
- Meyerhof, G. G. (1965). "Shallow foundations", *ASCE J. Soil Mech.*, 91, No. SM2, pp. 21-31.
- Mitchell, J. K. (1961). "Fundamental aspects of thixotropy in soils", *Trans. ASCE*, 126, Part 1, pp. 1586-1620.
- Mohr, H. A. (1943). "Exploration of soil conditions and sampling operations", *Harvard Univ. Grad. School of Engineering, Soil Mechanics Series 21*, 3rd revised ed., 65 pp.
- Mohr, H. A. (1964). "The Gow caisson", *J. Boston Soc. Civil Engrs.*, 51, No. 1, pp. 75-94.
- Monahan, C. J. (1962). "John Day lock and dam: foundation investigations", *Proc. ASCE*, 88, No. PO4, pp. 29-45.
- Moore, R. W. (1961). "Observations on subsurface exploration using direct procedures and geophysical techniques", *Proc. 12th Annual Symp. on Geology as Applied to Highway Engineering*, U. of Tenn. Eng. Exp. Sta. Bull. 24, pp. 63-87.
- Moran, Proctor, Mueser and Rutledge (1958). *Study of deep soil stabilization by vertical sand drains*. U.S. Dept. of Commerce, Office Tech Serv., Wash., D.C. 192 pp.
- Morgenstern, N. R. and V. E. Price (1965). "The analysis of the stability of general slip surfaces", *Géot.*, 15, pp. 79-93.
- Moum, J. and I. Th. Rosenqvist (1957). "On the weathering of young marine clay", *Proc. 4th Int. Conf. Soil Mech.*, London, 1, pp. 77-79.
- Müller, F. (1898). *Das Wasserwesen der niederländischen Provinz Zeeland* (The water system of the Dutch province of Zeeland). Berlin, Ernst and Son, 612 pp.
- Müller, P. (1939). "Erddruckmessungen bei mechanisch verdichteter Hinterfüllung von Stützkörpern" (Measurements of the earth pressure exerted by mechanically consolidated backfills of abutments), *Bautechnik*, 17, pp. 195-203.
- Murphy, E. C. (1908). "Changes in bed and discharge capacity of the Colorado River at Yuma, Ariz.", *Eng. News*, 60, p. 344.
- Muskat, M. (1937). *The flow of homogeneous fluids through porous media*. New York, McGraw-Hill, 763 pp. Reprinted by J. W. Edwards, Ann Arbor, 1946.

- Neill, C. R. (1964). "A review for bridge engineers", *Canadian Good Roads Assn., Ottawa, Tech. Publ. No. 23*.
- Newland, D. H. (1916). "Landslides in unconsolidated sediments", *N.Y. State Museum Bull. 187*, Albany, pp. 79-105.
- Newmark, N. M. (1942). "Influence charts for computation of stresses in elastic foundations", *Univ. of Illinois Eng. Exp. Sta. Bull. 338*, 28 pp.
- Newmark, N. M. (1960). "Failure hypotheses for soils", *Proc. ASCE Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils*, pp. 17-32.
- Newmark, N. M. (1965). "Effects of earthquakes on dams and embankments", *Géot. 15*, No. 2, pp. 139-160.
- NGI (1962a). "Measurements at a strutted excavation, Oslo subway, Enerhaugen South", *Norwegian Geot. Inst. Tech. Rept. No. 3*, 71 pp.
- NGI (1962b). "Measurements at a strutted excavation. Oslo subway, Grønland 1", *Norwegian Geot. Inst. Tech. Rept. No. 1*, 67 pp.
- NGI (1962c). "Measurements at a strutted excavation, Oslo subway, Vaterland 1", *Norwegian Geot. Inst. Tech. Rept. No. 6*, 76 pp.
- NGI (1962d). "Measurements at a strutted excavation, Oslo subway, Vaterland 2", *Norwegian Geot. Inst. Tech. Rept. No. 7*, 56 pp.
- NGI (1962e). "Measurements at a strutted excavation, Oslo subway, Vaterland 3", *Norwegian Geot. Inst. Tech. Rept. No. 8*, 56 pp.
- NGI (1962f). "Vibrating-wire measuring devices used at strutted excavations", *Norwegian Geot. Inst. Tech. Rept. No. 9*, 151 pp.
- NGI (1965). "Measurements at a strutted excavation, Oslo subway, Grønland 2", *Norwegian Geot. Inst. Tech. Rept. No. 5*, 124 pp.
- Nonveiller, E. (1965). "The stability analysis of slopes with a slip surface of general shape", *Proc. 6th Int. Conf. Soil Mech.*, Montreal, 2, pp. 522-525.
- Nordlund, R. L. (1963). "Bearing capacity of piles in cohesionless soil", *ASCE J. Soil Mech.*, 89, No. SM3, pp. 1-35.
- Ohde, J. (1938). "Zur Theorie des Erddruckes unter besonderer Berücksichtigung der Erddruck Verteilung (On earth-pressure theory with special consideration to earth-pressure distribution)", *Bautechnik*, 16, pp. 150-159, 176-180, 241-245, 331, 335, 480-487, 570-571, 753, 761.
- Osterberg, J. O. (1940). "A survey of the frost-heaving problem", *Civ. Eng.*, 19, pp. 100-102.
- Osterberg, J. O. (1952). "New piston type soil sampler", *Eng. News-Record*, 148, Apr. 24, pp. 77-78.
- Osterberg, J. O. (1957). "Influence values for vertical stresses in a semi-infinite mass due to an embankment loading", *Proc. 4th Int. Conf. Soil Mech.*, London, 1, pp. 393-394.
- Parsons, J. D. (1959). "Foundation installation requiring recharging of ground water", *ASCE J. Contr. Div.*, 85, No. CO2, pp. 1-21.
- Parsons, J. D. (1966). "Piling difficulties in the New York area", *ASCE J. Soil Mech.*, 92, No. SM1, pp. 43-64.
- Peck, R. B. (1940). "Sampling methods and laboratory test for Chicago subway soils", *Proc. Purdue Conf. on Soil Mech.*, pp. 140-150.
- Peck, R. B. (1941). "The measurement of earth pressures on the Chicago subway", *ASTM Bull. 111*, pp. 25-30.
- Peck, R. B. (1943). "Earth-pressure measurements in open cuts, Chicago subway", *Trans. ASCE*, 108, pp. 1008-1036.
- Peck, R. B. (1948). "History of building foundations in Chicago", *Univ. of Ill. Eng. Exp. Sta. Bull. 373*, 64 pp.

- Peck, R. B. (1953). "Foundation exploration—Denver Coliseum", *Proc. ASCE*, Separate 326, 14 pp.
- Peck, R. B. (1954). "Foundation conditions in the Cuyahoga River valley", *Proc. ASCE*, 80, Separate 513, 20 pp.
- Peck, R. B. (1958). "A study of the comparative behavior of friction piles", *Hwy. Res. Board Special Rept.* 36, 72 pp.
- Peck, R. B. (1961). "Records of load tests on friction piles", *Hwy. Res. Board Special Rept.* 67, 418 pp.
- Peck, R. B. (1965). "Pile and pier foundations", *ASCE J. Soil Mech.*, 91, No. SM2, pp. 31-38.
- Peck, R. B. and S. Berman (1961). "Recent practice for foundations of high buildings in Chicago", *Symp. on The Design of High Buildings*, Univ. of Hong Kong, pp. 85-98.
- Peck, R. B. and F. C. Bryant (1953). "The bearing-capacity failure of the Transcona elevator", *Géot.*, 3, pp. 201-208.
- Peck, R. B. and H. O. Ireland (1958). "Discussion: Experiences with loess as a foundation material", *Trans. ASCE*, 123, pp. 171-179.
- Peck, R. B., H. O. Ireland and C. Y. Teng (1948). "A study of retaining wall failures", *Proc. 2nd Int. Conf. Soil Mech.*, Rotterdam, 3, pp. 296-299.
- Peck, R. B. and W. C. Reed (1954). Engineering properties of Chicago subsoils", *Univ. of Illinois Eng. Exp. Sta. Bull.* 423, 62 pp.
- Penman, A. D. M. (1953). "Shear characteristics of a saturated silt, measured in triaxial compression", *Géot.*, 3, pp. 312-328.
- Penman, A. D. M. (1961). "A study of the response time of various types of piezometer", *Proc. Conf. on Pore Pressure and Suction in Soils*, London, Butterworths, pp. 53-58.
- Petersen, J. S., C. Rohwer and M. L. Albertson (1955). "Effect of well screens on flow into wells", *Trans. ASCE*, 120, pp. 563-585.
- Peterson, R., J. L. Jaspar, P. J. Rivard and N. L. Iverson (1960). "Limitations of laboratory shear strength in evaluating stability of highly plastic clays", *Proc. ASCE Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils*, pp. 765-791.
- Plantema, G. and C. A. Nolet (1957). "Influence of pile driving on the sounding resistances in a deep sand layer", *Proc. 4th Int. Conf. Soil Mech.*, London, 2, pp. 52-55.
- Poland, J. F. (1958). "Land subsidence due to ground-water development", *ASCE J. Irr. and Drainage Div.*, 84, Paper 1774, 11 pp.
- Pollack, V. (1917). "Über Rutschungen im Glazialen und die Notwendigkeit einer Klassifikation loser Massen" (Concerning slides in glacial soils and the need for a classification of soils), *Jahrb. geol. Reichsanstalt*, Wien, 67, p. 456.
- Polubarinova-Kochina, P. Ya (1962). *Theory of ground water movement*. Translated from the Russian by J. M. R. de Wiest, Princeton Univ. Press, 613 pp.
- Porter, O. J. (1936). "Studies of fill construction over mud flats including a description of experimental construction using vertical sand drains to hasten stabilization", *Proc. 1st Int. Conf. Soil Mech.*, Cambridge, Mass., 1, pp. 229-235.
- Prandtl, L. (1921). "Über die Eindringungsfestigkeit (Härte) plastischer Baustoffe und die Festigkeit von Schneiden" (On the penetrating strengths (hardness) of plastic construction materials and the strength of cutting edges), *Zeit. angew. Math. Mech.*, 1, No. 1, pp. 15-20.
- Prentis, E. A. and L. White (1950). *Underpinning*, 2nd ed., New York, Columbia Univ. Press, 374 pp.

- Press, H. (1933). "Die Tragfähigkeit Pfahlgruppen in Beziehung zu der des Einzelpfahles" (The bearing capacity of pile groups in relation to that of the single pile), *Bautechnik*, 11, pp. 625-627.
- Proctor, R. R. (1933). "Four articles on the design and construction of rolled-earth dams", *Eng. News-Record*, 111, pp. 245-248, 286-289, 348-351, 372-376.
- Rankine, W. J. M. (1857). "On the stability of loose earth", *Phil. Trans. Roy. Soc., London*, 147, Part 1, pp. 9-27.
- Rehbock, Th. (1931). *Wasserbauliche Modellversuche zur Klärung der Zuiderzee* (Hydraulic model tests for the clarification of the Zuyder Zee). Netherlands, The Hague, 282 pp.
- Reissner, H. (1924). "Zum Erddruckproblem" (Concerning the earth-pressure problem), *Proc. 1st Int. Congress of Applied Mechanics*, Delft, pp. 295-311.
- Richart, F. E. Jr. (1960). "Foundation vibrations", *ASCE J. Soil Mech.*, 86, No. SM4, pp. 1-34.
- Rose, A. C. (1924). "Practical field tests for subgrade soils", *Public Roads*, 5, No. 6, pp. 10-15.
- Rosenqvist, I. Th. (1946). "Om leires kvikkakfugt" (On the sensitivity of clays). *Meddelelser fra Vegdirektøren*, No. 3, p. 24.
- Rosenqvist, I. Th. (1953). "Considerations on the sensitivity of Norwegian quick clays", *Géot.*, 3, pp. 195-200.
- Rutledge, P. C. (1939). *Compression characteristics of clays and application to settlement analysis*. Sc.D. thesis, Harvard Univ.
- Rutledge, P. C. (1947). "Review of the cooperative triaxial shear research program of the Corps of Engineers", *Soil mechanics fact finding survey*, Progress Report, Waterways Exp. Sta., Vicksburg, Miss., pp. 1-178.
- Samsioe, A. F. (1931). "Einfluss von Rohrbrunnen auf die Bewegung des Grundwassers" (Influence of anisotropy on the flow of ground water), *Zeitschrift fuer angewandte Mathematik und Mechanik*, 11, pp. 124-135.
- Sanglerat, G. (1905). *Le pénétromètre et la reconnaissance des sols* (The penetrometer and soil exploration). Paris, Dunod, 230 pp.
- Scheidig, A. (1931). *Versuche über die Formänderung von Sand und ihre Anwendung auf die Stützungsanalyse von Bauwerken* (Tests on the deformation of sand and their application to the settlement analysis of buildings), M. S. thesis, Vienna.
- Scheidig, A. (1934). *Der Löss* (Loess). Dresden, 233 pp.
- Schmertmann, J. H. (1953). "Estimating the true consolidation behavior of clay from laboratory test results", *Proc. ASCE*, 79, Separate 311, 26 pp.
- Schmertmann, J. H. and J. O. Osterberg (1960). "An experimental study of the development of cohesion and friction with axial strain in saturated cohesive soils", *Proc. ASCE Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils*, pp. 643-694.
- Schneible, D. E. (1924). "Some field examples of scour at bridge piers and abutments", *Better Roads*, 24, Aug., p. 21.
- Schultze, E. and K.-J. Melzer (1965). "The determination of the density and the modulus of compressibility of non-cohesive soils by soundings", *Proc. 6th Int. Conf. Soil Mech.*, Montreal, 1, pp. 354-358.
- Seed, H. B., R. J. Woodward, Jr., and R. Lundgren (1962). "Prediction of swelling potential for compacted clays", *ASCE J. Soil Mech.*, 88, No. SM3, pp. 53-87.

- Seed, H. B. and R. W. Clough (1963). "Earthquake resistance of sloping core dams", *ASCE J. Soil Mech.*, 89, No. SM1, pp. 209-242.
- Seed, H. B. and K. L. Lee (1966). "Liquefaction of saturated sands during cyclic loading", *ASCE J. Soil Mech.*, 92, No. SM6, pp. 105-134.
- Seed, H. B., J. K. Mitchell and C. K. Chan (1960). "The strength of compacted cohesive soils", *Proc. ASCE Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils*, pp. 877-964.
- Seiler, J. F. and W. D. Keeney (1944). "The efficiency of piles in groups", *Wood Preserving News*, 22, No. 11, pp. 109-118.
- Shannon, W. L. and S. D. Wilson (1964). *Report on Anchorage area soil studies, Alaska*. U.S. Corps of Engrs., Alaska Dist., 70 pp. plus appendices.
- Shannon, W. L., S. D. Wilson and R. H. Meese (1962). "Field problems: field measurements", Chapter 13 in *Foundation engineering*, G. A. Leonards, ed., New York, McGraw-Hill, pp. 1025-1080.
- Sharpe, C. F. S. (1938). *Landslides and related phenomena*. New York, Columbia Univ. Press, 136 pp.
- Sherard, J. L. (1953). "Influence of soil properties and construction methods on the performance of homogeneous earth dams", *U.S. Bureau Reclamation, Tech. Memo.* 645, 244 pp.
- Sherard, J. L., R. J. Woodward, S. F. Gizienski and W. A. Clevenger (1963). *Earth and earth-rock dams*, New York, John Wiley and Sons, 725 pp.
- Sibley, E. A. and C. Yamane (1965). "A simple shear test for saturated cohesive soil", *Proc. 5th Pacific Area National Meeting, ASTM, Seattle*.
- Sikso, H. A. and C. V. Johnson (1964). "Pressure cell observations—Garrison dam project", *ASCE J. Soil Mech.*, 90, No. SM5, pp. 157-179.
- Simons, N. E. (1960a). "Comprehensive investigations of the shear strength of an undisturbed Drammen clay", *Proc. ASCE Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils*, pp. 727-745.
- Simons, N. E. (1960b). "The effect of overconsolidation on the shear strength characteristics of an undisturbed Oslo clay", *Proc. ASCE Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils*, pp. 747-763.
- Simons, N. E. (1963). "Settlement studies on a nine storey apartment building at økernbråten, Oslo" *Proc. European Conf. on Soil Mech. and Found. Eng. Wiesbaden*, 1, pp. 179-191.
- Simpson, W. E. (1934). "Foundation experiences with clay in Texas", *Civ. Eng.*, 4, pp. 581-584.
- Sizer, F. L. (1908) "Break in the Hauser Lake dam, Montana", *Eng. News*, 59, p. 491.
- Skempton, A. W. (1942). "An investigation of the bearing capacity of a soft clay soil", *J. Inst. Civil Engrs.*, London, 18, pp. 307-321; Discussions pp. 567-576.
- Skempton, A. W. (1944). "Notes on the compressibility of clays", *Quart. J. Geol. Soc.*, London, C, pp. 119-135.
- Skempton, A. W. (1948). "The  $\phi = 0$  analysis of stability and its theoretical basis", *Proc. 2nd Int. Conf. Soil Mech.*, Rotterdam, 1, pp. 72-78.
- Skempton, A. W. (1951). "The bearing capacity of clays", *Proc. British Bldg. Research Congress*, 1, pp. 180-189.
- Skempton, A. W. (1953). "Discussion on piles and pile foundations", *Proc. 3rd Int. Conf. Soil Mech.*, Zurich, 3, p. 172.

- Skempton, A. W. (1954). "The pore-pressure coefficients A and B", *Géot.*, 4, pp. 143-147.
- Skempton, A. W. (1957). "Discussion: The planning and design of the new Hong Kong airport", *Proc. Inst. Civil Engrs.*, London, 7, pp. 305-307.
- Skempton, A. W. (1959). "Cast in-situ bored piles in London clay", *Géol.*, 9, pp. 153-173.
- Skempton, A. W. (1960). "Terzaghi's discovery of effective stress", *From theory to Practice in soil mechanics*, New York, John Wiles and Sons, pp. 42-53.
- Skempton, A. W. (1961a). "Effective stress in soils, concrete and rocks", *Pore Pressure and Suction in Soils*, London, Butterworths, pp. 4-16.
- Skempton, A. W. (1961b). "Horizontal stresses in an over-consolidated Eocene clay", *Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech.*, Paris, 1, pp. 351-357.
- Skempton, A. W. (1964). "Long-term stability of clay slopes", *Géot.*, 14, No. 2, pp. 77-101.
- Skempton, A. W. and L. Bjerrum (1957). "A contribution to the settlement analysis of foundations on clay", *Géot.*, 7, pp. 168-178.
- Skempton, A. W. and P. Cattin (1963). "A full-scale alluvial grouting test at the site of Mangla dam", *Proc. Symp. on Grouts and Drilling Muds in Engineering Practice*, London, Butterworths, pp. 131-135.
- Skempton, A. W. and D. J. Henkel (1955). "A landslide at Jackfield, Shropshire, in a heavily overconsolidated clay", *Géot.*, 5, No. 2, pp. 131-137.
- Skempton, A. W. and R. D. Northey (1952). "The sensitivity of clays", *Géot.*, 3, No. 1, pp. 30-53.
- Skempton, A. W. and W. H. Ward (1952). "Investigations concerning a deep cofferdam in the Thames Estuary clay at Shellhaven", *Géot.*, 3, pp. 119-139.
- Smith, E. A. L. (1960). "Pile driving analysis by the wave equation", *ASCE J. Soil Mech.*, 86, No. SM4, pp. 35-61.
- Smith, R. and R. B. Peck (1955). "Stabilization by grouting on American railroads", *Géot.*, 5, pp. 243-252.
- Smith, T. W. and G. V. Stafford (1957). "Horizontal drains on California highways", *ASCE J. Soil Mech.*, 83, No. SM3, 26 pp.
- Sokolovski, V. V. (1960). *Statics of soil media*. Translated from Russian by D. H. Jones and A. N. Shofield, London, Butterworths, 237 pp.
- Sørensen, T. and B. Hansen (1957). "Pile driving formulae, an investigation based on dimensional considerations and a statistical analysis", *Proc. 4th Int. Conf. Soil Mech.*, London, 2, pp. 61-65.
- Sowers, G. F. (1953). "Soil and foundation problems in the southern Piedmont region", *Proc. ASCE*, 80, Separate 416, 18 pp.
- Sowers, G. F. (1962). "Shallow foundations", Chapter 6 in *Foundation engineering*, G. A. Leonards, ed., New York, McGraw-Hill, pp. 525-632.
- Spilker, A. (1937). "Mitteilung über die Messung der Kräfte in einer Baugrubenaussteifung" (Note on the measurement of the forces in a braced excavation), *Bautechnik*, 15, pp. 16-18.
- Stamatopoulos, A. C. and P. C. Kotzias (1965). "Construction and performance of an embankment in the sea on soft clay", *Proc. 6th Int. Conf. Soil Mech.*, Montreal, 2, pp. 566-570.
- Stanford, C. W. (1915). "Load tests of lagged piles", *Eng. News*, 74, pp. 76-77.
- Steele, I. C. and J. B. Cooke (1960). "Salt Springs and Lower Bear River concrete face dams", *Trans. ASCE*, 125, Part II, pp. 74-116.
- Steuermann, S. (1939). "A new soil compacting device", *Eng. News-Record*, 123, pp. 87-88.

- Stevens, W. C., N. C. Yang, M. S. Kapp, A. Lier and E. Fasullo (1965). "The LaGuardia Airport runway extensions", *Trans. N.Y. Acad. Sci. Ser. II*, 27, No. 3, pp. 324-336.
- Swiger, W. F. (1941). "Foundation tests for Los Angeles steam plant", *Civil Eng.*, 11, pp. 711-714.
- Syffert, O. (1929). *Erddrucktafeln* (Earth-pressure tables). Berlin, J. Springer, 12 pp.
- Taber, S. (1930). "Freezing and thawing of soils as factors in the destruction of road pavements", *Public Roads*, 11, pp. 113-132.
- Taylor, D. W. (1937). "Stability of earth slopes", *J. Boston Soc. Civil Engrs.*, 24, pp. 197-246.
- Taylor, D. W. (1947). "Review of pressure distribution theories, earth pressure cell investigations and pressure distribution data", *Soil mechanics fact finding survey, Progress Report*, Waterways Exp. Sta., Vicksburg, Miss., pp. 179-332.
- Taylor, D. W. (1948). *Fundamentals of soil mechanics*. New York, John Wiley and Sons, 700 pp.
- Teixeira, A. H. (1960). "Typical subsoil conditions and settlement problems in Santos, Brasil", *Proc. 1st Panamerican Conf. on Soil Mech.* Mexico, 1, pp. 149-177.
- Teng, W. C. (1962). *Foundation Design*. New Jersey, Prentice-Hall, 466 pp.
- Terzaghi, K. (1922). "Der Grundbruch an Stauwerken und seine Verhütung" (The failure of dams by piping and its prevention), *Die Wasserkraft*, 17, pp. 445-449. Reprinted in *From theory to practice in soil mechanics*, New York, John Wiley and Sons, 1960, pp. 114-118.
- Terzaghi, K. (1925). "Structure and volume of voids of soils", pages 10, 11, 12 and part of 13 of *Erdbaumechanik auf Bodenphysikalischer Grundlage*, translated by A. Casagrande in *From theory to practice in soil mechanics*, New York, John Wiley and Sons, 1960, pp. 146-148.
- Terzaghi, K. (1927). "Wellpoint method for handling excavation of foundation pit at new sewage pumping station, Lynn, Massachusetts", *J. Boston Soc. Civil Engrs.*, 14, No. 7, pp. 389-397.
- Terzaghi, K. (1929a). "Effect of minor geologic details on the safety of dams", *Amer. Inst. Min. and Met. Engrs. Tech. Publ.* 215, pp. 31-44.
- Terzaghi, K. (1929b). "The mechanics of shear failures on clay slopes and the creep of retaining walls", *Public Roads*, 10, No. 10, pp. 177-192.
- Terzaghi, K. (1929c). "Soil studies for the Granville dam at Westfield, Mass.", *J. New Engl. Water Works Assn.*, 43, pp. 191-223.
- Terzaghi, K. (1930). "Die Tragfähigkeit von Pfahlgründungen" (The bearing capacity of pile foundations), *Bautechnik*, 8, Nos. 31, 34, pp. 475-478, 517-521.
- Terzaghi, K. (1931). "Undergrounderosion and the Corpus Christi dam failure", *Eng. News-Record*, 107, pp. 90-92.
- Terzaghi, K. (1934a). "Large retaining-wall tests", *Eng. News-Record*, 112, pp. 136-140, 259-262, 316-318, 403-406, 503-508.
- Terzaghi, K. (1934b). "Retaining-wall design for Fifteen-Mile Falls Dam", *Eng. News-Record*, 112, pp. 632-636.
- Terzaghi, K. (1935). "The actual factor of safety of foundations", *Structural Eng.*, 13, pp. 126-160.
- Terzaghi, K. (1936a). "Effect of the type of drainage of retaining walls on the earth pressure", *Proc. 1st Int. Conf. Soil Mech.*, Cambridge, Mass., 1, pp. 215-218.

- Terzaghi, K. (1936b). "The shearing resistance of saturated soils", *Proc. 1st Int. Conf. Soil Mech.*, Cambridge, Mass., 1, pp. 54-56.
- Terzaghi, K. (1938a). "Die Coulombsche Gleichung für den Scherwiderstand bindiger Böden" (The Coulomb equation for the shear strength of cohesive soils), *Bau-technik*, 16, pp. 509-512. Translated by L. Bjerrum in *From theory to practice in soil mechanics*, New York, John Wiley and Sons, 1960, pp. 174-180.
- Terzaghi, K. (1938b). "Settlement of structures in Europe and methods of observations", *Trans. ASCE*, 103, pp. 1432-1448.
- Terzaghi, K. (1941a). "Undisturbed clay samples and undisturbed clays", *J. Boston Soc. Civil Engrs.*, 28, No. 3, pp. 211-231.
- Terzaghi, K. (1941b). "General wedge theory of earth pressure", *Trans. ASCE*, 106, pp. 68-97.
- Terzaghi, K. (1942). "Shield tunnels of the Chicago subway", *J. Boston Soc. Civil Engrs.*, 29, pp. 163-210.
- Terzaghi, K. (1943a). "Liner-plate tunnels on the Chicago (Ill.) subway", *Trans. ASCE*, 108, pp. 970-1007.
- Terzaghi, K. (1943b). *Theoretical Soil Mechanics*. New York, John Wiley and Sons, 510 pp.
- Terzaghi, K. (1950). "Mechanism of landslides", *Application of Geology to engineering practice, Berkeley Vol.*, Geological Society of America, pp. 83-123. Reprinted in *From theory to practice in soil mechanics*, New York, John Wiley and Sons, 1960, pp. 202-245.
- Terzaghi, K. (1955a). "Influence of geological factors on the engineering properties of sediments", *Economic Geology. Fiftieth Anniversary Volume*, pp. 557-618.
- Terzaghi, K. (1955b). "Evaluation of coefficients of subgrade reaction", *Géot.*, 5, No. 4, pp. 297-326.
- Terzaghi, K. (1958a). "Consultants, clients and contractors", *J. Boston Soc. Civil Engrs.*, 45, No. 1, pp. 1-15.
- Terzaghi, K. (1958b). "Design and performance of the Sasumua dam", *Proc. Inst. Civil Engrs.*, London, 9, pp. 369-394.
- Terzaghi, K. (1960a). "Discussion: Salt Springs and Lower Bear River concrete face dams", *Trans. ASCE*, 125, Part II, pp. 139-148.
- Terzaghi, K. (1960b). "Memorandum concerning landslide on slope adjacent to power plant, South America", *From theory to practice in soil mechanics*, New York, John Wiley and Sons, pp. 410-415.
- Terzaghi, K. (1960c). Report on the proposed storage dam south of Lower Stillwater lake on the Cheakamus river, B.C., *From theory to practice in soil mechanics*, New York, John Wiley and Sons, pp. 395-408.
- Terzaghi, K. (1960d). "Stabilization of landslides". Series of memoranda contained in *From theory to practice in soil mechanics*. New York, John Wiley and Sons, pp. 409-415.
- Terzaghi, K. (1961a). "Discussion: Horizontal stresses in an over-consolidated Eocene clay", *Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech.*, Paris, 3, pp. 144-145.
- Terzaghi, K. (1961b). "Past and future of applied soil mechanics", *J. Boston Soc. Civil Engrs.*, 68, pp. 110-139.
- Terzaghi, K. (1962). "Dam foundation on sheeted granite", *Géot.*, 12, No. 3, pp. 199-208.
- Terzaghi, K. (1963). "Discussion: Atomic power, a failure in engineering responsibility", *Trans. ASCE*, 128, Part 5, pp. 56-57.

- Terzaghi, K. and O. K. Fröhlich (1936). *Theorie der Setzung von Tonschichten* (Theory of settlement of clay layers). Leipzig, 166 pp.
- Terzaghi, K. and Y. Lacroix (1964). "Mission dam—An earth and rockfill dam on a highly compressible foundation", *Géot.*, 14, pp. 14-50.
- Terzaghi, K. and T. M. Leps (1960). "Design and performance of Vermilion dam", *Trans. ASCE*, 125, pp. 63-86.
- Terzaghi, K. and R. B. Peck (1957). "Stabilization of an ore pile by drainage", *Proc. ASCE*, 83, No. SM1, paper 1144, 13 pp.
- Thayer, D. P. (1966). "Dynamic stress cells for Oroville dam", *U.S. Comm. on Large Dams, Newsletter*, Issue 20, May, pp. 7-8.
- Thorfinnson, S. T. (1960). "Underseepage control at Ft. Randall dam", *Trans. ASCE*, 125, pp. 792-806.
- Thornley, J. H. (1951). *Foundation design and practice*. New York, Columbia Univ. Press, 298 pp.
- Todd, D. K. (1959). *Ground water hydrology*. New York, John Wiley and Sons, 336 pp.
- Tomlinson, M. J. (1957). "The adhesion of piles driven in clay soils", *Proc. 4th Int. Conf. Soil Mech.*, London, 2, pp. 66-71.
- Tomlinson, M. J. (1963). *Foundation design and construction*. New York, John Wiley and Sons, 749 pp.
- Trautwine, J. (1937). *Civil Engineer's Reference Book*. 21st ed., Ithaca, N.Y., 1514 pp.
- Turnbull, W. J. (1948). "Utility of loess as a construction material", *Proc. 2nd Int. Conf. Soil Mech.*, Rotterdam, 5, pp. 97-103.
- Turnbull, W. J. and W. G. Shockley (1958). "Compaction of earth dams in the Corps of Engineers, U.S. Army", *Trans. 6th Int. Congr. Large Dams*, New York, 3, pp. 317-331.
- Turneaure, F. E. and E. R. Maurer (1913). *Principles of reinforced concrete construction*. 2nd ed., New York, John Wiley and Sons, 429 pp.
- U.S. Bureau of Reclamation (1947). "Laboratory test on protective filters for hydraulic and static structures", *Earth Materials Laboratory Rept. EM-132*, Denver, 28 pp.
- U.S. Bureau of Reclamation (1960). *Design of small dams*. Wash., D.C., 725 pp.
- U.S. Bureau of Reclamation (1963). *Earth manual*, 1st ed. revised, Wash., D.C. 783 pp.
- Vesic, A. B. (1963). "Bearing capacity of deep foundations in sand", *Hwy. Res. Record No. 39*, pp. 112-153.
- Vey, E. (1957). "Frictional resistance of steel H-piling in clay", *ASCE J. Soil Mech.*, 83, No. SM1, Paper 1160, pp. 1-31.
- Wafa, T. A. (1961). "Field tests for grouting Nile alluvials under the Aswan High dam", *Proc. 7th Congr. on Large Dams*, Rome, 2, pp. 191-214.
- Walker, F. C. and W. W. Daehn (1948). "Ten years of pore pressure measurements", *Proc. 2nd Int. Conf. Soil Mech.*, Rotterdam, 3, pp. 245-250.
- Ward, W. H. (1955). "Techniques for field measurement of deformation and earth pressure", *Proc. Conf. on Correlation between Calculated and Observed Stresses and Displacements in Structures*, Inst. Civil Engrs., London, Paper No. 3, Group 1, pp. 28-40.
- Warlam, A. A. and E. W. Thomas (1965). "Measurement of hydrostatic uplift pressure on spillway weir with air piezometers", *ASTM Special Tech. Publ. 392*, pp. 143-151.

- Wellington, A. M. (1888). "Formulae for safe loads of bearing piles", *Eng. News*, **20**, pp. 509-512.
- WES (1963). "Development and evaluation of soil bearing capacity foundations of structures, field vibratory tests data", *Corps of Engrs., Waterways Exp. Sta. Tech. Rept. No. 3-632*, Rept. 1, 18 pp.
- Whitaker, G. M. J. and R. B. Colman (1965). "The design of piles and cylinder foundations in stiff, fissured clay", *Proc. 6th Int. Conf. Soil Mech.*, Montreal, **2**, pp. 347-351.
- White, E. E. (1958). "Deep foundations in soft Chicago clay", *Civ. Eng.*, **28**, pp. 816-818.
- White, L. and E. A. Prentis (1940). *Cofferdams*. New York, Columbia Univ. Press, 273 pp.
- White, L. S. (1953). "Transcona elevator failure: eye-witness account", *Géot*, **3**, pp. 209-214.
- Wiegmann, D. (1954). "Der Erddruck auf verankerte Stahlspundwände, ermittelt auf Grund von Verformungsmessungen am Bauwerk" (Earth pressure on anchored steel sheet-pile walls, determined from deformation measurements on the structure), *Mitt. Hannoverschen Versuchsanstalt für Grundbau und Wasserbau*, **5**, p. 79.
- Willis, E. A. (1946). "Discussion: A study of lateritic soils", *Proc. Hwy. Res. Board*, **26**, pp. 589-591.
- Wilson, G. and H. Grace (1942). "The settlement of London due to underdrainage of the London Clay", *J. Inst. Civil Engrs.*, London, **19**, pp. 100-127.
- Wilson, S. D. (1966). Personal communication. (
- Wilson, S. D. and C. W. Hancock, Jr. (1960). "Horizontal displacements of clay foundations", *Proc. 1st Panamerican Conf. Soil Mech.*, Mexico, **1**, pp. 41-64.
- Wilson, S. D. and C. W. Hancock, Jr. (1965). "Instrumentation for movements within rockfill dams", *ASTM Special Tech. Publ.* 392, pp. 115-130.
- Woodman, E. H. (1955). "Pressure cells for field use", *Waterways Exp. Sta. Bull.*, **40**, 33 pp.
- Woods, K. B., R. D. Miles and C. W. Lovell, Jr. (1962). "Origin, formation and distribution of soils in North America", Chapter 1 in *Foundation engineering*, G. A. Leonards, ed., New York, McGraw-Hill, pp. 1-65.
- Woodward, R. J., R. Lundgren and J. D. Boitano (1961). "Pile loading tests in stiff clays", *Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech.*, Paris, **2**, pp. 177-184.
- Wu, T. H. (1957). "Relative density and shear strength of sands", *ASCE J. Soil Mech.*, **83**, No. SMI, Paper No. 1161, 23 pp.
- Wu, T. H. and S. Berman (1953). "Earth pressure measurements in open cut: contract D8, Chicago subway", *Géot*, **3**, pp. 248-258.
- Yong, R. N. and B. P. Warkentin (1966). "Soil freezing and permafrost", Chapter 12 in *Introduction to soil behavior*, New York, MacMillan, pp. 391-428.
- Zangar, C. N. (1953). "Theory and problems of water percolation", *U.S. Bureau of Reclamation, Eng. Monograph No. 8*, 76 pp.
- Zeevaert, L. (1953). "Pore pressure measurements to investigate the main source of surface subsidence in Mexico City", *Proc. 3rd Int. Conf. Soil Mech.*, Zurich, **2**, pp. 299-304.
- Zeevaert, L. (1957). "Foundation design and behavior of Tower Latino Americana in Mexico City", *Géot*, **7**, No. 3, pp. 115-133.
- Zunker, F. (1930). "Das Verhalten des Bodens zum Wasser" (The behavior of soils in relation to water), *Handbuch der Bodenlehre*, Berlin, **6**, pp. 66-220.



## INDICE DE AUTORES

- Abbott, M. B., 181, 677  
 Agerschou, H. A., 226, 227, 677  
 Akagi, T., 65, 677  
 Albertson, M. L., 690  
 Aldrich, H. P., 509, 677  
 Alpan, I., 122, 127, 678  
 Ambraseys, N. N., 454, 677  
 Andresen, A., 99, 677  
 AREA, 375, 454, 677  
 ASCE, 130, 677  
 Atterberg, A., 18, 31, 41, 134, 144, 677
- Babbitt, H. E., 167, 677  
 Baker, B., 374, 677  
 Baldy, P., 684  
 Barber, E. S., 446, 680  
 Barberis, M. C., 460, 461, 677  
 Barentsen, P., 316, 317, 677  
 Barkan, D. D., 130, 489, 584, 585, 677  
 Barron, R. A., 181, 678  
 Baumann, P., 602, 607, 678  
 Bec, M. A., 213  
 Belcher, D. J., 356, 678  
 Berbowei, R. F., 580, 678  
 Berman, H., 27, 687  
 Berman, S., 403, 560, 690, 697  
 Bertram, G. E., 437, 678  
 Beskow, G., 148, 151, 678  
 Biermasz, A. L., 686  
 Biot, M. A., 181, 678  
 Bishop, A. W., 99, 105, 122, 127, 244, 250, 256, 312, 313, 657, 663, 665, 678  
 Bjerrum, L., 18, 107, 110, 127, 261, 356, 407, 425, 435, 484, 498, 640, 647, 651, 654, 655, 661, 678, 679, 682, 685, 693  
 Bleifuss, D. J., 604, 679  
 Bligh, W. G., 613, 679  
 Blight, G. E., 127, 678  
 Bogdanović, L., 514, 679  
 Boitano, J. D., 697  
 Boiten, R. G., 686
- Bolt, G. H., 18, 679  
 Boreli, M., 167, 325, 679  
 Boussinesq, J., 266  
 Bozozuk, M., 468, 679  
 Brinkhorst, W. H., 581, 679  
 Brooker, E. W., 664, 667, 679  
 Brown, F. S., 356, 679  
 Bruggen, J. P. v., 313, 679  
 Bruns, T. C., 537, 679  
 Bryant, F. G., 510, 690  
 Buchanan, S. J., 679  
 Buisman, A. K., 488, 514, 679  
 Burke, H. H., 655, 679  
 Burmister, D. M., 271, 679
- Cadling, L., 321, 679  
 Caldwell, D. H., 167, 677  
 Cambefort, H., 327, 680  
 Caquot, A., 213, 680  
 Carlson, L., 319, 680  
 Carlson, R. W., 647, 680  
 Carpenter, J. C., 181, 446, 680  
 Carslaw, H. S., 181, 680  
 Cary, A. S., 443, 680  
 Casagrande, A., 18, 31, 32, 33, 34, 35, 39, 41, 53, 75, 83, 90, 92, 122, 125, 127, 148, 150, 162, 168, 291, 454, 466, 529, 659, 660, 661, 668, 676, 680  
 Casagrande, L., 147, 386, 388, 389, 498, 681  
 Cattin, P., 591, 693  
 Cedergren, H. R., 169, 681  
 Certić, Z., 679  
 Chan, C. K., 127, 692  
 Chellis, R. D., 521, 523, 534, 553, 681  
 Chen, L. S., 110, 681  
 Clarke, N. W. B., 547, 681  
 Clevenger, W. A., 446, 501, 595, 607, 681, 692  
 Close, U., 435, 681  
 Clough, R. W., 255, 692

- Collins, J. J., 580, 681  
 Colman, R. B., 564, 697  
 Cooke, J. B., 564, 599, 600, 601, 693  
 Cooling, L. F., 461, 648, 655, 681  
 Costes, N. C., 263, 681  
 Coulomb, C. A., 200, 681  
 Crandell, F. J., 585, 681  
 Culmann, C., 201, 681  
 Cummings, A. E., 226, 229, 529, 681
- Daehn, W. W., 251, 696  
 D'Appolonia, E., 444, 530, 682  
 Darcy, H., 48, 682  
 Davies, W. W., 683  
 Davis, R. P., 566, 685  
 Dawson, R. F., 475, 682  
 De Beer, E., 514, 682  
 Deere, D. U., 103, 435, 682, 684  
 De Wiest, J. M. R., 168  
 DiBiagio, E., 407, 682  
 Donald, I. B., 127, 678  
 Dupuit, J., 167, 325, 682
- Edbrooke, R. F., 607, 683  
 Eggstad, A., 464, 488, 679, 682  
 Eide, O., 261, 679  
 Endo, M., 403, 682
- Fadum, R. E., 53, 351, 681, 682  
 Fahluquist, F. E., 313, 682  
 Fasullo, E., 694  
 Feld, J., 548, 682  
 Fellenius, W., 231, 235, 316, 414, 415, 682  
 FitzHugh, M. M., 23, 291, 445, 589, 670, 676, 682  
 Flaate, K. S., 227, 393, 403, 683  
 Forchheimer, P., 157, 683  
 Fox, E., 683  
 Fröhlich, O. K., 174, 179, 181, 696  
 Fröh, G., 684  
 Fucik, E. M., 607, 683  
 Fulscher, J., 457, 683
- Gaunt, G. C., 558, 683  
 Geuze, E. C. W. A., 107, 683  
 Gibbs, H. J., 110, 452  
 Gibson, R. E., 181, 683  
 Gilboy, G., 24, 64, 683  
 Gizienksi, S. F., 446, 596, 607, 692  
 Glanville, W. H., 227, 683  
 Glossop, R., 37, 596, 683  
 Gnaedinger, J. P., 585, 683
- Godsken, O., 316, 683  
 Goldbeck, A. T., 645, 683  
 Golder, H. Q., 407, 461, 521, 543, 681, 683  
 Gottstein, E. v., 459, 683  
 Gould, J. P., 435, 684  
 Grace, H., 580, 582, 697  
 Graftio, H., 291, 618, 619, 684  
 Gray, H., 181, 684  
 Grim, R. E., 18, 27, 36, 684  
 Grime, G., 683  
 Guelton, M., 591, 684
- Haefeli, R., 120, 684  
 Hall, C. E., 445, 684  
 Hancock, C. W., Jr., 641, 642, 644, 697  
 Hansen, B., 190, 226, 227, 684, 693  
 Hansen, J. B., 221, 684  
 Harr, M. E., 169, 271, 684  
 Harsted, H. T., 680  
 Hawke, J. P., 604, 679  
 Hazen, A., 21, 50, 133, 684  
 Hendron, A. J., 65, 99, 684  
 Henkel, D. J., 99, 105, 435, 678, 684, 693  
 Hertwig, A., 127, 128, 684  
 Hétenyi, M., 282, 684  
 Hilf, J. W., 252, 684  
 Hirashima, K. B., 450, 684  
 Hirshfeld, R. C., 122, 127, 681  
 Holmsen, P., 416, 684  
 Holtz, W. G., 110, 452, 684  
 Horn, H. M., 103, 529, 684, 686  
 Hough, B. K., Jr., 457, 684  
 Hribar, J. A., 530, 682  
 Hubbard, P. C., 475, 684  
 Huber, W. G., 604, 606, 685  
 Humphreys, J. D., 407, 685  
 Huntington, W. C., 205, 374, 685  
 Hvorslev, M. J., 124, 127, 304, 327, 332, 656, 667, 685
- IISSE, 109, 489, 685  
 Ireland, H. O., 371, 501, 577, 685, 690  
 Ishihara, K., 403, 685  
 Iverson, N. L., 127, 690
- Jacobus, W. W., Jr., 589, 685  
 Jacoby, H. S., 566, 685  
 Jaeger, J. C., 181, 680  
 Janbu, N., 226, 242, 244, 250, 261, 533, 685  
 Jaspas, J. L., 127, 690  
 Jennings, J. E., 468, 475, 685  
 Jiménez-Quinones, P., 449, 450, 685

- Johnson, A. W., 441, 685  
 Johnson, C. V., 655  
 Johnson, H. L., 309, 685  
 Jones, D. H., 190  
 Jurgensen, L., 271, 686
- Kallstenius, T., 644, 686  
 Kapp, M. S., 694  
 Kaufman, R. I., 375, 382, 388, 676, 686, 687  
 Keeney, W. D., 548, 692  
 Kennard, M. F., 678  
 Kenney, T. C., 644, 655, 679  
 Kerisel, J., 213, 223, 680, 686  
 Kerkhoff, C. O., 681  
 Kezdi, A., 553, 686  
 King, F. H., 138, 140, 686  
 Kjaernli, B., 436, 644, 655, 679, 685, 686  
 Kjellman, W., 306, 307, 644, 686  
 Klenner, C., 395, 686  
 Klohn, E. J., 546, 676, 686  
 Koch, J. J., 642, 686  
 Kögler, F., 275, 686  
 Kolb, C. R., 330, 686  
 Kotzias, P. C., 466, 693  
 Kringstad, S., 110, 679  
 Kummeneje, O., 110, 679  
 Kyrieleis, W., 379, 686
- Lacroix, Y., 291, 403, 595, 676, 686, 696  
 Ladd, C. E., 422, 423, 435, 686  
 Lambe, T. W., 18, 22, 529, 680, 686  
 Lane, E. W., 615, 620, 686  
 Lane, K. S., 589, 686  
 Larsen, E. S., 27, 687  
 Laursen, E. M., 475, 687  
 Lebedeff, A. F., 138, 687  
 Lee, C. H., 356, 687  
 Lee, K. L., 109, 692  
 Legget, R. F., 333, 529, 687  
 Leonards, G. A., 356, 388, 644, 687, 692, 697  
 Leps, T. M., 291, 592, 616, 623, 676  
 Lier, A., 694  
 Liljedahl, Y., 644, 686  
 Lindberg, D. A., 664, 667, 679  
 Lo, K. Y., 110, 687  
 Lockwood, M. G., 580, 582, 687  
 Loos, W. C., 438, 687  
 Lorenz, H., 128, 684, 687  
 Lovell, C. W., Jr., 356, 697  
 Lowe, J., 327, 687  
 Lumb, P., 181, 356, 683, 687  
 Lundgren, H., 216, 687, 691, 697  
 Lundgren, R., 691, 697
- Lyman, A. K. B., 444, 687  
 Lysmer, J., 130, 584, 585, 687
- Magne, C., 682  
 Mallet, C., 637, 687  
 Mansur, C. I., 382, 388, 676, 687  
 Marsal, R. J., 356, 579, 596, 687  
 Martens, A., 514, 682  
 Mason, A. C., 574, 687  
 Masters, F. M., 548, 687  
 Maurer, E. R., 374, 696  
 Mazari, M., 356, 579, 687  
 McCormick, E., 435, 681  
 McNamee, J., 181, 683  
 McNary, J. V., 358, 687  
 Means, R. E., 475, 687  
 Meem, J. C., 409, 688  
 Meese, R. H., 644, 692  
 Megaw, T. M., 403, 688  
 Mehta, M. R., 271, 688  
 Meigh, A. C., 488, 688  
 Meinzer, O. E., 150  
 Melzer, K.-J., 488, 691  
 Meyerhof, G. G., 218, 221, 488, 489, 509, 514, 688  
 Miles, R. D., 356, 697  
 Miller, J. S., 291, 686  
 Milović, D., 679  
 Mitchell, J. K., 18, 127, 687, 692  
 Mohr, H. A., 292, 293, 557  
 Monahan, C. J., 356, 688  
 Moore, R. W., 327, 688  
 Moran, D. E., 466, 688  
 Morgenstern, N. R., 248, 250, 678, 688  
 Mortensen, K., 216, 687  
 Moum, J., 73, 687  
 Mueser, W. M., 466, 688  
 Müller, F., 369, 412, 413, 688  
 Murphy, E. C., 470, 471, 688  
 Muskat, M., 168, 688
- Neill, C. R., 475, 689  
 Newland, D. H., 432, 435, 689  
 Newmark, N. M., 105, 255, 267, 269, 271, 689  
 NGI, 409, 571, 572, 577, 655, 689  
 Nixon, I. K., 488, 688  
 Nolet, C. A., 536, 543,  
 Nonveiller, E., 244, 689  
 Nordlund, R. L., 527, 689  
 Northey, R. D., 17, 18, 693  
 Odenstad, S., 321, 679  
 Ohde, J., 198, 689  
 Osterberg, J. O., 105, 151, 271, 307, 689, 691

- Pacquant, J., 637, 687  
 Parsons, J. D., 553, 581, 689  
 Peck, R. B., 303, 304, 356, 371, 403, 409, 447, 488, 501, 509, 510, 530, 537, 538, 570, 571, 577, 651, 653, 676, 681, 689, 690, 693, 697  
 Penman, A. D. M., 110, 667, 678, 690.  
 Petersen, J. S., 325, 690  
 Peterson, R., 121, 127, 425, 690  
 Pirtz, D., 647, 680  
 Plantema, G., 536, 543, 690  
 Poland, J. F., 579, 582, 690  
 Pollack, V., 419, 690  
 Polubarinova-Kochina, P. Y., 168, 690  
 Porter, O. J., 466, 690  
 Prandtl, L., 215, 690  
 Prentis, E. A., 395, 578, 579, 690, 697  
 Press, H., 537, 690  
 Price, V. E., 248, 688  
 Proctor, C. S., 466, 688  
 Proctor, R. R., 441, 691  
  
 Rankine, W. J. M., 185, 691  
 Reed, W. C., 356, 690  
 Rehbock, Th., 471, 691  
 Reissner, H., 215, 691  
 Richart, F. E., Jr., 130, 489, 584, 585, 691  
 Rivard, P. J., 127, 690  
 Rockaway, N. J., 388  
 Rohwer, C., 690  
 Romualdi, J. P., 530, 682  
 Rose, A. C., 38, 691  
 Rosenqvist, I. Th., 17, 18, 73, 687, 691  
 Roszback, G. P., 686  
 Rutledge, P. C., 110, 466, 688, 691  
  
 Sallberg, J. R., 441, 685  
 Samsioe, A. F., 165, 691  
 Sanglerat, G., 317, 327, 691  
 Santen, G. W. v., 686  
 Scheidig, A., 93, 414, 501, 691  
 Schmertmann, J. H., 68, 76, 105, 691  
 Schneible, D. E., 475, 691  
 Schultze, E., 488, 691  
 Seed, H. B., 97, 109, 124, 127, 255, 452, 691, 692  
 Seiler, J. F., 548, 692  
 Shannon, W. L., 345, 346, 644, 692  
 Sharpe, C. F. S., 417, 429, 435, 692  
 Sherard, J. L., 446, 594, 596, 607, 692  
 Sherman, W. C., Jr., 375, 686  
 Shockley, W. J., 330, 439, 686, 696  
 Sibley, E. A., 114, 692  
 Sichardt, W., 379, 686  
 Sikso, H. A., 655, 692  
 Simons, N. E., 99, 110, 127, 436, 498, 677, 679, 686, 692  
 Simpson, W. E., 145, 468, 692  
 Sizer, F. L., 616, 692  
 Skempton, A. W., 17, 18, 37, 61, 71, 89, 93, 113, 115, 116, 120, 122, 221, 223, 403, 424, 425, 435, 494, 498, 501, 537, 538, 564, 591, 683, 692, 693  
 Smith, E. A. L., 227, 693  
 Smith, E. B., 645, 683  
 Smith, R., 447, 693  
 Smith, T. W., 417, 693  
 Sokolovski, V. V., 190, 221, 693  
 Sørensen, T., 226, 227, 693  
 Sowers, G. F., 356, 509, 693  
 Spilker, A., 394, 693  
 Stafford, G. V., 417, 693  
 Stamatopoulos, A. C., 466, 693  
 Staniford, C. W., 546, 693  
 Steele, I. C., 599, 600, 601, 693  
 Steuerman, S., 444, 693  
 Stevens, W. C., 540, 694  
 Swiger, W. F., 525, 694  
 Syffert, O., 204, 694  
 Taber, S., 148, 694  
 Taylor, D. W., 234, 238, 250, 645, 694  
 Teixeira, A. H., 356, 694  
 Teng, C. Y., 690  
 Teng, W. C., 371, 566, 694  
 Terzaghi, K., 18, 23, 56, 58, 60, 78, 82, 102, 117, 170, 174, 179, 181, 271, 282, 290, 291, 320, 348, 349, 356, 365, 369, 371, 374, 375, 409, 424, 435, 450, 483, 485, 503, 539, 563, 577, 589, 591, 592, 595, 601, 604, 611, 616, 620, 623, 648, 676, 694, 695, 696  
 Thayer, D. P., 648, 696  
 Thomas, E. W., 666, 696  
 Thorfinnson, S. T., 593, 696  
 Thornley, J. H., 553, 696  
 Todd, D. K., 325, 696  
 Tomlinson, M. J., 530, 553, 593, 696  
 Trautwine, J., 374, 696  
 Turnbull, W. J., 413, 439, 696  
 Turneure, F. E., 374, 696  
  
 USBR, 39, 40, 55, 56, 596, 637, 662, 664, 696  
  
 Vaughan, P. R., 678  
 Vesić, A. B., 223, 696  
 Vey, E., 530, 696

- Wafa, T. A., 591, 696  
Wager, O., 686  
Walker, F. C., 251, 696  
Walter, B. H., 680  
Ward, W. H., 403, 655, 693, 696  
Warkentin, B. P., 148, 151, 697  
Warlam, A. A., 666, 697  
Watson, J. B., 547, 681  
Wellington, A. M., 227, 697  
WES, 129, 697  
Whitaker, G. M. J., 564, 697  
White, E. E., 403, 697  
White, L., 395, 578, 579, 690, 697  
White, L. S., 697  
Wiegmann, D., 642, 697  
Willeumier, G. C., 543, 683  
Willis, E. A., 449, 450  
Wilson, G., 580, 582, 697  
Wilson, S. D., 125, 345, 346, 641, 642, 644, 666, 681, 692, 697  
Woods, K. B., 356, 697  
Woodward, R. J., 446, 530, 564, 596, 607, 697  
Wu, T. H., 110, 403, 697  
Yong, R. N., 148, 151, 697  
Zangar, C. N., 323, 324, 342, 697  
Zeevaert, L., 291, 581, 582, 697  
Zunker, F., 139, 697



## INDICE ALFABÉTICO

### A

- Ablandamiento de arcillas, 121, 424
- Abultamiento, 135
- Ademes, 391
- Adherencia entre partículas, 120
- Agotamiento de excavaciones, 621
- Agregados de suelo, 22
- Agua, compactación con, 438
- Agujeros de raíces, 413
- Aire comprimido, 388
  - cajón o cilindro, 556
  - excavación de pilares de fundación, 566
  - método de excavación con, 566, 576
  - pilares de fundación, 559
- Aireación, grado, 138
- Alaska, 583
- Alcantarillas, efecto de arco, 263
  - observación de deformaciones, 643
- Alemania, 500, 583
- Alpes, 429
- Alteración, por agentes atmosféricos, 323
  - de muestras, 289, 301
- Altura, de ascensión capilar, 132
  - crítica, de un corte vertical, 195
  - de un talud, en arcilla, 431, 432
  - inclinado, 233
  - piezométrica, 47
- Aluviones, de arcilla, 415
  - materiales, 329
  - de roca, 429
- Alleghanis, 423
- AM-9, inyección, 590
- Amasado, 29, 304
- Ambuklao, dique, 607
- Amplitud de las vibraciones, 127
- Análisis, granulométrico, 18
  - mecánico, 18
  - por vía húmeda, 19
  - de tensiones, efectivas (presas), 254
  - totales (diques), 254
- Anchorage, Alaska, 345
- Angulo, de contacto, 132
  - de fricción, con el muro, 208
  - entre suelo y muro, 198, 208
  - de resistencia al corte, 103
  - de arcillas, 110
  - de arenas, 106
  - de limos, 106
- Aparato, anular de corte por torsión, 124
  - del cono holandés, 316
  - de consolidación, 62
  - de corte a paletas, 321
  - de paletas, ensayos, 114
  - de permeabilidad, 51
  - triaxial, 87
- Arcilla(s), 6, 43, 424
  - ablandamiento, 121, 422
  - aluviones, 415
  - amasada, 29
  - asentamiento, a los costados de cilindros o pozos, 575
  - por depresión del nivel freático, 579
  - de fundaciones situadas encima, 271
  - producido a los costados de excavaciones, 569
  - blanda, deslizamientos, 414
  - capacidad de carga, de falla de un pilar fundado en, 563
  - de pilares de fundación, 566
  - coeficiente de seguridad de zapatas, 504
  - compactación, 443
  - comprensibilidad, 349
  - consistencia, 29, 343
  - consolidación, 82
  - contenido, de humedad, 344
  - de sal, 17
  - cortina impermeable, 588
  - debilitamiento, 419
  - efecto de las vibraciones, 129
  - ensayos, consolidados no drenados, 111
  - con la veleta torque (torvane), 346
  - entubaciones, 259
  - estratificación, 344

- Arcillas(s) (*Cont.*)
- extrasensitivas, 30, 349
  - comprensibilidad, 77
  - resistencia al corte, 115
  - fisuración, 419, 424
  - fisurada, 120, 390
  - cortes, 406
  - fluidas, 16, 30, 115, 415
  - resistencia al corte, 115
  - fricción lateral de pilotes, 528, 530
  - glaciár, 359
  - grasa, 24
  - hinchamiento, 518
  - inalteradas, normalmente consolidadas, comprensibilidad, 67
  - preconsolidadas, comprensibilidad, 71
  - laminadas, 8, 332
  - deslizamientos, 432
  - levantamiento, de cortes, 260
  - del fondo en cortes, 402
  - magra, 24
  - marina, 356
  - no homogéneas, deslizamientos, 416
  - normalmente consolidadas, 67, 350
  - asentamiento, 504
  - relación tensión-deformación, 90
  - no saturada, resistencia al corte, 122
  - orgánicas, 6, 43
  - pérdida de resistencia, 419
  - permeabilidad, 52
  - pilares de fundación, 563
  - preconsolidada, 319, 351, 425
  - asentamiento, 504
  - coeficiente de presión de pozos  $\bar{A}$ , 93
  - comprensibilidad, 80
  - fisuradas, 120
  - resistencia al corte, 117
  - curva tensión-deformación, 91
  - presión admisible, 504
  - propiedades índice, 346
  - resistencia, al corte, 110
  - al corte no drenada, 342
  - a fricción, 351
  - del suelo seco, 32
  - resistentes, 182
  - deslizamientos, 418
  - fricción lateral en pilotes, 530
  - saturadas, normalmente consolidadas, asentamientos, 496
  - preconsolidadas, asentamiento, 497
  - presión admisible, 495
  - resistencia al corte, 342
  - sensibilidad, 16, 96
  - taludes, 233
  - valores de  $N$ , 343
- Arco, efecto de, 262
- de la escotilla o trampa, 262
- Area, índice (muestreo), 301
- de influencia, 267
- Arena(s), 5, 43
- ángulo de fricción interna, 354
  - ascensión capilar, 133
  - asentamiento, por depresión de la napa, 578
  - de pilotes de fricción, 536
  - de zapatas, 275
  - en zonas adyacentes a excavaciones, 569
  - auscultaciones, 338
  - capacidad de carga de pilares de fundación, 561, 565
  - compactación, 437, 444
  - compresibilidad, 66
  - densa, relación tensión-deformación, 91
  - densidad relativa, 318, 337, 354
  - efecto, del nivel de la napa freática sobre el asentamiento, 504
  - de las vibraciones, 129
  - empuje pasivo, 208
  - ensayos de carga, 338, 504
  - entibaciones, 257
  - errática, 356
  - excavaciones profundas, 394
  - experimento de la escotilla o trampa, 262
  - fluida, 6, 60, 107, 116
  - fricción lateral de pilotes, 528
  - micáceas, 52
  - muestreo, 310
  - permeabilidad, 340
  - pilares de fundación, 561, 565
  - presión admisible, 504
  - de plateas de fundación, 513, 520
  - relación tensión-deformación, 91
  - resistencia al corte, 105
  - suelta, relación tensión-deformación, 90
  - sumergida, efecto en el empuje, 193
  - taludes, 229
  - y desmontes, 412
  - zapatas, 504
- Ascensión capilar, 131
- altura, 133
- Asentamiento(s), 264, 349, 350
- adyacentes al área cargada, 567
  - causados por, erosión retrógrada, 581
  - excavación, 568
  - explosiones, 584
  - fricción negativa, 543
  - saturación de loess, 414
  - sifonaje, 578
  - terremotos, 583
  - tránsito, 582, 583
  - vibraciones, 582
- a los costados de excavaciones en arena y en arcilla, 569
  - control por rebombeo, 581, 582
  - diferencial, pilares de fundación en arena, 562, 563

- de diques, de hormigón sobre sedimen-  
tos, 618
    - o presas de tierra, 593
  - dispositivos, en brazos en cruz del USBR,  
636
    - en nivel de agua para medir, 637
  - fuentes de, 629
  - de fundaciones, en arena, 536
    - de máquinas, 584
    - sobre pilotes, 524, 536, 538, 546
    - flotantes, 546
    - con pilotes resistentes de punta, 538,  
539
    - sobre plateas, 512
  - de grupos de pilotes, 546
  - influencia, de la arcilla blanda, 335
  - del tamaño del área cargada, 275
  - de muros de sostenimiento, 371
  - observación, 629
    - durante el período de excavación, 576
  - de pilares de fundación, en arcillas, 564
  - en arcilla y en arena, 562, 563
  - de pilotes en arcilla causado por la alte-  
ración, 529
  - de plateas de fundación, 514, 516, 520,  
671
  - de presas de escollera, 599
  - producidos por la depresión de la napa,  
577
  - profundidad activa, 335
  - puntos de observación, 631, 634
  - secundario, 180
  - de la superficie del terreno adyacente a  
una excavación a cielo abierto, 402
  - torpedo para medir, 636
  - de zapatas, en arcillas saturadas, 496
  - en arena, 275
  - en zonas adyacentes a excavaciones en  
arcilla, 569
  - Asentimiento, de brazos en cruz, 636, 637
  - de placa, 635
  - Aswan, dique, 591
  - Atterberg, véase límite líquido, límite plás-  
tico, límite de contracción
  - Auscultación(es), 289, 313, 315, 334, 340
  - dinámicas, 320
  - estática, métodos, 316
  - métodos, dinámicos, 320
  - improvisados, 314
- B
- Balasto, coeficiente, 279
  - Balde rascador, 341
  - Barbacanas, 364
  - Barboursville, W. Va, 422
  - Barreno(s), de barra hueca, 296, 297
  - continuos, 295
  - perforación, 295
  - de vástago hueco, 418
  - Barro de perforación, 294, 309
  - Base firme, 233
  - Bélgica, 317
  - Bentonitas, 8, 294
  - Berlín, 393, 394, 396, 583
  - subterráneo, 626
  - Bishop, piezómetro hidráulico, 663
  - sacatestigos, 312
  - Bomba, eyectora, 379
    - a inyección, 382
  - sumergible, 379, 382, 388
  - Bombeo, ensayo, 166, 340, 375
  - Borbotones, 377, 387
  - Borde contra cara, estructura de contacto,  
15
  - Borssele, 413
  - Boston, 288, 351, 630
  - Boussinesq, ecuaciones, 266
  - Brazo en cruz, dispositivo para medir asen-  
tamientos, 636
  - Bulbo, pilotes con, 550
  - Burbujas, de aire, influencia sobre la per-  
meabilidad, 50
  - piezómetros a, 666
  - Bureau of Public Roads, 627
- C
- Caída de potencial, 159
  - Cajón, abierto, 556
  - fricción lateral, 560
  - neumático, 556
  - Cálculo de la estabilidad, 182
  - Caliche, 8
  - California, 563, 564, 580, 592, 594
  - Departamento de Caminos, 441
  - Cámara, presión en ensayo triaxial, 87
  - Cambridge, Mass., 630
  - Camden, N. J., 385
  - Canadá, 36, 80, 421
  - Camisa, 137
  - Canadá, 36, 80, 421
  - Canal, entre Berlín y Stettin, 134
  - de filtración, 159
  - Cantos rodados, 5
  - Caño camisa, 292
  - Caolinitas, 12
  - Capa(s), abierta (consolidación), 175
  - de absorción, 36
  - eléctrica doble, 14, 146
  - de espesor compactadas, 439
  - semiabiertas (consolidación), 175
  - Capacidad, de carga, 213
  - admisible, 478
  - factor de, 215, 219

Capacidad (*Cont.*)

- de grupos de pilotes, 524, 535
- neta, 220
  - a rotura, 514
- de pilares, 563
  - de fundación, 221, 565, 566
- de pilotes, 221, 525, 527
  - a rotura de un elevador de granos, 678, 679
- de zapatas de fundación poco profundas, 213
- de intercambio de cationes, 13
- de retención de agua, 138
- Capilares, 339
- Características erráticas, 348
- Carga, admisible de un pilote, 525, 534, 551
  - células de, 649
  - sobre codales, en corte en arcilla, 406
  - medición, 407
  - crítica, zapatas, 214
  - efectiva, 505
  - de falla para un pilote único, 525
  - hidráulica, 47
    - constante permeámetro, 51, 53
    - decreciente, ensayos de permeabilidad, 51, 53
  - lineal, empuje por, 202
  - piezométrica, 47
  - neta, 510
  - que soportan los puntales, medición, 393
  - total efectiva, 505
- Carlson, célula, 649
- Carreras, 391
- Casagrande, piezómetro, 659, 660, 668
- Catión, adsorbido, 12, 14
- Cavitación, 656
- Célula, de carga, 654
  - a alambre vibrante, 646
  - de Carlson, 646
  - de Goldbeck, 645, 646
  - de presión, 644, 646
  - a alambre vibrante, 647
  - de Carlson, 646
- Cementantes cohesivos, 421
- Cilindro, 556
  - abierto, 556
  - fricción lateral, 560
- Círculo, crítico, 232
  - de fricción (taludes), 237
  - de pie, 233
  - del punto medio, 233
  - de talud, 233
- Circunferencia de tensiones, 101
- Clasificación, basada en la granulometría, 37
  - ensayos, 3
  - MIT, 37
  - sistema unificado, 39
  - de los suelos, 35
  - del Bureau of Public Roads, 38
- Claverack Creek, 432
- Cleveland, 351
- Codales, 390
  - en entibaciones, 256
- Coefficiente, de balasto, 279
  - de capacidad de carga, 219
  - de comprensibilidad, 69
  - volumétrica, 69
- de consolidación, 85, 177
- del empuje, activo de la tierra, 187
  - pasivo de las tierras, 187
- de estabilidad (taludes), 233
- permeabilidad, 48, 322, 323
- de presión, lateral de las tierras en reposo, 186
  - de poros, 89, 253
- de reacción de la subrasante, 279
- de recorrido, 613
  - compensado, 614
- de seguridad, 236, 289, 328
  - al deslizamiento, de desmontes o excavaciones en arcilla blanda, 415
  - diques, 617
  - en las fórmulas de hinca, 227, 533
  - de una platea de fundación, 509, 514, 520
  - respecto al levantamiento del fondo, 261
  - respecto a rotura, 506
  - al sifonaje, 171, 613
  - del talud, 230, 241, 246, 347, 423
  - de zapatas en arena, 504
  - de uniformidad, 21
- Cohesión, 103
  - aparente, 107, 143, 339
  - momento, 212
  - ordenada al origen, 119
- Colorado, 251
- Columbia Británica, 591
- Compactación, 436, 440
  - de arcillas, 443
  - con agua, 438
  - con explosivos, 444
  - por hinca de pilotes, 444
  - de masas naturales, 444
  - por pilotes de arena, 446
  - por precarga, 445
  - de terraplenes existentes, 444
  - por vibración, 127, 129, 444
- Compactadores vibrantes, 437
- Compresibilidad, 375
  - de las arcillas, 349
  - extrasensitivas, 77
  - normalmente consolidadas, 350
  - coeficiente, 69
  - de minerales triturados, 63
  - de suelos amasados, 63

- volumétrica, coeficiente, 69
  - Compresión, relación, 350
    - simple, 343
    - ensayos, 97, 113, 125, 344
    - en Chicago, 304
    - resistencia, 233
  - Condición(es), artesiana, 384
    - de borde, empuje de tierras, 188
    - consolidadas no drenadas (diques), 254
    - de continuidad, 158
    - de deformación, 256
    - empuje de tierras, 188
    - excavaciones, 395
  - drenadas, 90
    - diques, 254
    - geológicas, 291
    - hidráulicas de borde, 159, 177
    - no drenadas, 90, 112, 113, 233, 342, 415, 425
    - resistencia al corte, 113
    - de rotura, 184
  - Congelación, 137
    - drenaje por, 137
  - Congelamiento, 148, 416
  - Cono holandés, aparato, 317
    - ensayo, 316, 513, 514
  - Consistencia, 23
    - de las arcillas, 25
  - Consolidación, 15, 82, 172, 387, 581
    - coeficiente, 85
    - drenaje por, 137
    - efecto secundario, 180
    - ensayo, 350
    - grado, 83, 178
    - inicial, presión, 88
    - presión, 172
    - primaria, 84
    - secundaria, 84
    - tensión, 172
    - teoría, 172
    - tridimensional, 181
    - velocidad, 175
  - Contacto, ángulo, 132
    - con el núcleo de presas, tratamiento, 605
    - 606
  - Contenido de humedad, 25, 332, 346, 350
    - natural, 350
    - óptimo, 439
    - variación, 288
    - de sal de la arcilla, 17, 416
  - Contracción, grietas, 145
    - límite, 32, 141, 143
  - Control de humedad, 436
  - Corte(s), en arcillas compactas fisuradas, 406, 407
    - apuntalados, en roca descompuesta, 407
    - en suelo residual, 407
    - consolidado no drenado, ángulo de resistencia, 112
    - levantamiento del fondo, 404
    - en loess, 413
    - de taludes en material deslizado, 427
    - verticales apuntalados en arcillas, 399
  - Cortina(s), de arcilla, 588
    - eficiencia, 588
    - impermeables, 587
    - de inyección, 592
    - inyectada, 590, 591
    - parcial, 588
    - de pilotes que se intersectan, 589
    - de tablestacas, 589
  - c/p relación, 115, 116
  - Creep, 124, 639
  - Coulomb, ecuación revisada, 99, 102
    - teoría del empuje, activo, 200
    - pasivo, 208
  - Cuchara, partida, 300, 314, 343, 349, 353
    - investigaciones del núcleo, 349
    - sacamuestras, 298, 328, 375
  - Cucharón raspador, 296, 301
  - Cuerda vibrante, célula de carga, 654
    - con extensómetro, 651
    - célula de presión, 646
  - Cuerpo de ingenieros de Estados Unidos, 39
  - Culman, continuación para el empuje activo, 301
    - curva, 202
  - Curva, de Culman, 202
    - de descarga, 66
    - de Dupuit, 325
    - de frecuencia granulométrica, 36
    - granulométrica, 19
    - de hinchamiento, 66
    - humedad-densidad seca, 441
    - de recarga, 119
    - de recompresión, 66, 74
  - Cuyahoga River Valley, 356
- CH
- Charlotte, N. C., 435
  - Cheakamus, dique, 623
  - Chicago, 125, 348, 356, 393, 399, 400, 404, 405, 406, 409, 571, 576, 577
    - excavaciones a cielo abierto, 626
    - método de excavación, de pilares de fundación, 556
    - de pozos o cilindros, 574, 576
    - pozos de fundación, 556
    - subterráneo, 356, 577, 648, 675
  - Chicopee, Mass., 331
- D
- Dakota, 424
  - Danubio, 565
  - Darcy, ley, 48, 156

- Datos de observaciones, procesamiento, 671
- Debilitamiento de arcillas, 419
- Deformación, de alcantarillas, observación, 643
- licuación por la inversión de, 108
- de túneles, observación, 643
- Denison, sacatestigos, 309
- Densidad, relativa, 25
- de la arena, 337, 339
- de capas de arena, 339
- de estratos de arena, 337
- seca, 122, 439
- determinación en el terreno, 442
- máxima, 440
- Denver, 356
- Depósito(s), costeros, 288, 330, 347, 351
- compuestos, 330
- marinos, permeabilidad, 776
- de delta, 330
- ecólicos, 330
- permeabilidad, 376
- errático costanero, 352
- fluviales, 329
- permeabilidad, 376
- glaciares, 330
- permeabilidad, 376
- de inundación de planicies, 329
- lacustres, permeabilidad, 376
- marinos, 376
- Depresión(es), por erosión subterránea, 610
- por sifonaje, 578
- Derrumbes, 410
- Descarga, velocidad, 47
- Dsecación, 137, 140, 145, 344
- preconsolidado por, 72
- Desembalse, 251, 252
- Desintegración, 145, 146
- Desleimiento, 145, 146
- Deslizamientos, 409, 410
- antiguos, 427
- en arcillas, blandas homogéneas, 414
- no homogéneas, 416
- resistentes, 418
- avisos previos, 624
- por la base, 239
- coeficiente de seguridad de diques, 617
- esquema, 187, 199
- en esquistos, 419
- por fluencia, 412
- de muros de sostenimiento, 370
- progresivos, 415
- repentinos de taludes de arcillas, 430
- en roca descompuesta, 426
- de taludes en arcilla, 347
- Desmontes en arena, 412
- Desplazamientos, horizontales, observación, 638
- medición, 629
- del revestimiento de excavaciones a cielo abierto, 392
- Diáclaras, 287, 421
- Diagrama(s), de empujes aparentes en excavaciones en arena, 395
- de Mohr, 99, 100
- de presiones aparentes, 408
- de rotura de Mohr, 99, 183
- para sostener la muestra, 296
- Diámetro efectivo, 21
- Diatomeas, 10, 18
- Diferencia piezométrica, 47
- Dilatancia, 92
- Dique(s), 134, 615
- Ambuklao, 607
- análisis de tensiones, efectivas, 254
- totales, 254
- Aswan, 591
- Coswell, 601
- Cheakamus, 623
- drenaje, 592, 623
- efectos de los terremotos, 255
- en escollera, agrietamiento del núcleo, 602
- control del escurrimiento, 605
- espesor de las tongadas, 601
- materiales para núcleo, 602
- con membrana impermeable, 597
- con núcleo impermeable, central, 597
- inclinado, 597
- revestimientos de hormigón, 607
- zonas de transición, 603, 604
- estabilidad, 250
- Franklin Falls, 356
- Garrison, 655
- Granville, 356
- Green Mountain, 251
- Hauser Lake, 615
- John Day, 356
- Karl Terzaghi, 591, 595
- Karnafuli, 444
- Kenney, 597, 604, 606
- Lower Bear River, 600
- Mammoth Pool, 589
- Mangla, 591
- Manicouagan, V, 589
- materiales de préstamo, 622
- Mission, 676
- Mud Mountain, 443
- Narora, 613
- operaciones de muestreo, 620
- pérdidas por escurrimiento, 619
- de Randall, 593
- rotura, 355
- San Gabriel N° 1, 607
- Salt Springs, 597
- Serre Ponçon, 591
- sobre el río Elwha, 616

sobre el río Svir (Rusia), 618, 619  
 Stockton Creek, 594  
 Svir III, 618  
 de tierra, 586  
   asentamientos, 593  
   estados críticos para el dimensionamiento, 250  
   grietas, 593  
   rotura por sifonaje, 592  
   solera impermeable, 592  
 tratamiento de contacto, con la fundación y las laderas, 605, 606  
   del núcleo y espaldones, 621  
 Vermilion, 616  
 Watauga, 597  
 Dispositivo escalonado múltiple (*well point*), 381  
 Distancia entre pilotes, 524, 541, 543, 546, 548, 551  
 Dragado, 388  
 Drammer, Noruega, 127, 436  
 Drenaje, 374, 429  
   asentamientos, 577  
   por centrifugación, 138  
   por congelación, 137  
   por consolidación, 137  
   por desecación, 137, 140  
   diques, 623  
   por electroósmosis, 137, 380, 386, 388  
   estabilización de taludes, 417  
   formas y tipos, 136  
   por gravedad, 138  
   historia, 378  
   por invasión de aire, 137  
   método del vacío, 384, 388  
   de muros de sostenimiento, 364, 365, 367  
   por pozos, filtrantes, 559  
   profundos, 382, 388  
   de presas o diques, 592  
   previo, 559  
   por succión, 138  
   tiempo requerido, 140, 387  
   con vacío, 379  
   velocidad, 140  
 Drenes, 416, 417  
   de arena, 446  
   horizontales instalados a barreno, 417  
   rígidos, 420  
 Dupuit, curva, 325  
   hipótesis, 167

# E

Ebullición por filtración, 60  
 Ecuación(es), de Boussinesq, 266  
   de Coulomb, 99, 102  
   de Laplace, 158  
   revisada de Coulomb, 102

Edimburgo, 596  
 Efecto, de arco, 262  
   de las heladas sobre muros de sostenimiento, 365  
   secundario, 84  
   consolidación, 180  
 Eficiencia de una cortina, impermeable, 588  
   de tablestacas metálicas, 589  
 Electrodo, 386  
 Electroósmosis, 137, 146, 386  
   drenaje, 137, 146  
   sistema de drenaje, 380  
 Elevación, del fondo, medición, 640  
   por hinchamiento, 145  
 Embalse, parcial, dique de tierra, 251  
   sobre el río South Saskatchewan, 425  
   supervisión durante la construcción, 620  
 Empuje(s), activo, coeficiente, 187  
   construcción de Culman, 201  
   entibaciones, en arcilla, 259  
   en arena, 257  
   teoría de Coulomb, 200  
   aparente, 408  
   cortes verticales, 397  
   entibación de excavaciones, 397  
   excavaciones, 399  
   a cielo abierto, 394  
   entibados, 395  
   contra entibaciones de excavaciones a cielo abierto, 256  
   contra muros de sostenimiento, 191  
   gráficos para determinarlos, 361, 362  
   medición, 644  
   pasivo, en el caso de superficies de contacto rugosas, 207  
   coeficiente, 187  
   de suelos cohesivos, 196, 208  
   teoría de Coulomb, 208  
   producido por una carga lineal, 202  
   en reposo, 186  
   de tierras, 182  
   construcción de Culman, 201  
   medición, 644  
   punto de aplicación, 205  
 Encamisado en pilares de fundación perforados, 557  
 Engineering-News, fórmula de hinca, 227  
 Ensayo(s), con el aparato de paletas, 114  
   de bombeo, 53, 166, 323, 340, 375  
   de carga, 319  
   en arena, 338, 504  
   normal, 339  
   Pilares de fundación en arena, 562  
   de pilotes, 530, 540, 551  
   clasificación, 3  
   de compresión, confinada, 62  
   simple, 97, 113, 125, 346  
   de consolidación, 350

## Ensayo(s) (Cont.)

- consolidado no drenado, 93
- de corte, *in situ*, 320
  - por torsión, 125
  - veleta, 321, 346
- drenado, 90
- no drenado, 122
- de penetración, 320, 348
  - normal, 300, 314, 319, 343, 348, 496, 504
- de permeabilidad, 51
  - con carga hidráulica variable, 322
  - in situ*, 322
- Proctor, modificado, 441
  - normal, 441
- de sacudimiento, 6, 43
- con el torvane, 114
- triaxiales, 87, 101
  - consolidados no drenados de arcilla, 111
    - o de corte, 504
    - para diques, 254
  - en esquistos arcillosos, 425
- Entablonado, horizontal, 392
  - vertical, 391
- Entibación de excavaciones, 391
  - en arena, 394
- e-p, curva, 63
- Epoca glacial, 332
- Equilibrio, elástico, 187
  - plástico, 182
    - debajo de zapatas, 214
    - estado general, 187
    - estados locales, 187
    - de Rankine, 185
    - zonas, 215
- Erosión, 55, 426
  - del loess, 413
  - retrograda, 56
    - asentamiento, 581
  - subterránea, 169, 377, 387, 587, 592, 610, 615, 622
- Escandinavia, 16, 30, 80
- Escuelas Vreeswijk, 581
- Escolleras, arrojadas, 598
  - características tensión-deformación, 598
  - especificaciones, 600
  - colocación con chorros de agua, 601
- presas, 596
- Esguerramiento, del agua debajo de los diques, 619
  - subterráneo, presas, 587
  - a través de las presas en escollera, 605
- Espacio de aire, relación de, 138
- Espejos de fricción, 23, 287, 419
- Espesor de capas compactadas, 439
- Espiral logarítmica, 210, 231, 256, 395
- Esquema de los deslizamientos, 187, 199

- Esquistos, arcillosos, 120
  - deslizamientos, 421
  - bien cementados, 421, 423
  - deslizamientos, 420
  - de la formación Bearpaw, 425
  - meteorización, 422
    - pobrememente cementados, 421, 424
    - resistencia al corte, 425
- Estabilidad, cálculos, 182, 231
  - coeficiente (taludes), 233
  - de diques de tierra, 250
  - del fondo de la excavación para un pilar de fundación, 558, 566
  - de taludes, 229, 409
    - determinación, 232
    - superficie no circular de deslizamiento, 253
- Estado, activo de Rankine, 187
  - pasivo de Rankine, 186, 187, 189
- Estambul, 497, 568
- Estepes, 391
- Estocolmo, 596
- Estratificación, 286
  - de arcillas, 344
- Estrato, 286
- Estribos de puentes, 369, 372
- Estructura, 22
  - arcilla, 14
  - borde contra cara, 15, 116
  - en castillo de naipes, 22
  - en conglomerados, 23
  - dispersa, 22
  - errática, 287, 313
  - en esqueleto, 23
  - en flóculos, 22, 116
  - metaestable, 107, 116
  - en nidos de abeja, 22
  - paralela, 15
  - primaria, 286
  - secundaria, 287
- Evaporación, 141
  - drenaje, 137
  - velocidad, 142
- Excavación(es), a cielo abierto, 389
  - empuje contra entibaciones, 256
  - apuntaladas profundas en arcillas, 399
  - asentamientos, 568
  - bajo agua, pilares de fundación, 559, 566
  - entibación, 389
  - levantamiento del fondo, 260
  - método de la zanja o trinchera, 573
  - observación de asentamientos, 576
  - de pilares de fundación, 556
  - poco profundas, 389
  - profundas, 389, 391
    - en arena, 394
- Exploración geofísica, 291, 356
  - del suelo, 285

método, de resistividad eléctrica, 326  
sísmico, 326  
Explosiones, asentamientos por, 584  
de pólvora dentro de las masas de  
arena, 413  
Explosivos, compactación, 444  
Extensómetros, 651  
Eyectores, sistema well point, 382

F

Factor, de capacidad de carga, 215  
de estabilidad, levantamiento del fon-  
do de una excavación, 402  
de profundidad (taludes), 233  
de seguridad de las fórmulas de hinca,  
227  
de tiempo, 178  
Fajas, fuerzas (taludes), 246  
método (taludes), 239  
Fenómeno capilar, 131  
Ferrocarriles, daneses, 316  
suecos, 316  
Filtración, 156  
lineal, 46  
presión, 46, 59, 136, 148, 161, 399, 419  
a través de los diques en escollera, 605  
velocidad, 47  
Filtro, 55, 137, 418, 579  
cargado, 60  
graduado, 56  
invertido, 171, 592, 616  
de mallas metálicas, tamaño de las  
aberturas, 137  
requerimientos, 55  
Fisuras, 23, 419  
en arcilla, 419, 422  
capilares, 17, 120, 145, 182, 229,  
287, 418  
Fluencia, 425  
lenta, 124, 639  
plástica lenta, 426  
Fluido de perforación, 307  
Fórmulas de eficiencia (pilotes), 548,  
552  
de hinca, 224  
coeficiente de seguridad, 533  
danesa, 226  
de Engineering News, 532  
de Janbu, 226, 227, 532  
de pilotes, 532  
de Sanders, 225  
Fracción, coloidal, 36  
fina, 9  
gruesa, 9  
muy fina, 9, 11  
de suelo, 9  
Francfort, 419

Franklin Falls, dique, 346  
Frecuencia, natural, 127  
rodillos (vibradores), 437  
de vibraciones, 127  
Fricción, lateral, 222  
en cajones o cilindros, 560, 561  
pilares de fundación en arcilla, 564  
sobre un pilote único, 525, 526  
negativa, 541, 542, 543, 552  
asentamiento, 543, 552  
con el paramento interno de un muro,  
199  
pilote, 224  
entre suelo y muro, 198, 208  
ángulo, 198  
Fundaciones, asentamiento, 271, 629  
de diques, sellado de fisuras superficia-  
les, 606  
flexibles, reacción de la subrasante, 280  
de muros de sostenimiento, 369  
pilares, 553  
plateas, 509, 520  
presas, 586  
profundidad, 214  
rígida, reacción de la subrasante, 279  
sobre pilotes, 521  
asentamientos, 524, 551  
flotantes, 522  
fórmulas de eficiencia, 552  
pasos a seguir en el proyecto, 523

G

Ganges, 613  
Gatos hidráulicos para medir cargas so-  
bre puntales, 652  
Geología, 328, 354, 356  
Geonor, piezómetro, 661, 666  
Goldbeck, célula, 645  
Gow, pilar de fundación, 556  
Gradiente, de presión, 47  
hidráulico, 47  
crítico, 58  
Grado, de aireación, 138  
de consolidación, 83, 178  
de saturación, 26, 122  
Gráfico(s), para determinar el empuje  
de tierras, 361  
de influencia para presiones verticales,  
267  
de las plasticidades, 32  
modificado, 40  
Grandes Lagos, 142  
Granulometría, clasificación basada en, 37  
Granville, dique, 356  
Gravas, 5, 43  
compactación, 437  
Gravedad, drenaje, 138

Greda, 8, 43  
 Green Mountain, dique, 251  
 Grietas, 287  
   de contracción, 145  
   en diques, 255, 593  
   en el núcleo de presas en escollera, 603  
   presas, 587  
   zonas de transición en presas de escollera, 602  
 Grupo de pilotes, asentamiento, 546  
   capacidad de carga, 524, 535  
 Gunita, tratamiento del contacto del núcleo de diques con la fundación, 606

## H

Hawaii, 642  
 Heladas, efecto nocivo, 148  
 Hidrómetro, 19  
 Hielo, lentes, 148  
 Hinc a pilotes, 413  
   compactación, 444  
   diagrama, 531  
   efecto en arcilla, 529  
   resonancia producida, 130  
   vibraciones, 583  
 Hinchamiento, 16, 145, 518  
   por congelación, 150  
   por expansión, 145  
   índice, 70  
 Hipótesis de Dupuit, 167  
 Histéresis, lazo, 66  
 Holanda, 316, 413, 581, 583  
 Hong Kong, 356  
 Horizonte, 286  
   A, 286  
   B, 286  
 Hormigonado de pilares de fundación, 558  
 Houston Street, subterráneo, Nueva York, 319  
 Houston, Texas, 579, 582  
 Hudson, Nueva York, 432  
 Hudson, valle del río, 432  
 Humedad, de contacto, 135, 142  
   control, 436  
   higroscópica, 142  
   óptima, 436  
   relativa, 141  
   del suelo, 131  
 Hundimiento general, 579

## I

Identificación de los suelos, 44  
 Ilitas, 12  
 Imperial Valley, 142

Inclinación, medida, 639  
 Inclínómetro, 641  
 Invasión de aire, drenaje, 137  
 Índice, de áreas, 301, 303  
   de compresibilidad, 70, 350  
   de hinchamiento, 70  
   de liquidez, 25, 32  
   de plasticidad, 31, 110, 121  
 Ingenieros del Ejército de Estados Unidos, 627  
 Inglaterra, 399, 405  
 Intercambio, de bases, 13  
   de cationes, 13  
 Inyección(es), de agua, 292  
   perforaciones, 292  
   del contacto con el núcleo, diques, 605, 606  
   de drenes, 621  
   de fundaciones de diques o presas, 621  
   química, 590  
   sucesivas, 591  
 Iones absorbidos, 13  
 Isócrona, 83, 173  
 Isotropía transversal, 23

## J

Jackfield, 435  
 Janbu, fórmula de hinca, 226  
 Japón, 399, 574  
 John Day, esclusa y dique, 356  
 Joosten, procedimiento, 590  
 Juicios, observaciones para evidencia en, 627  
   presa, 595

## K

Kenai, península, 583  
 Kenney, dique, 604, 606  
   presa, 597  
 Knickerbocker, fábrica de cemento, 432

## L

Laderas, estabilidad, 409  
   tratamiento en diques, 606  
 Lago, Erie, 351  
   Maracaibo, 580  
 Lavado por lixiviación, 416  
 Lecho rocoso, exploración, 336  
 Lengua de un deslizamiento, 410  
 Levantamiento, por drenaje, 313  
   del fondo, en cortes o excavaciones, 404  
   por drenaje, 383

- de la excavación para sótanos, 517
- en excavaciones, 260, 414, 571
- por filtración, 378
- observación, 640
- medida, 640
- roturas, 169
- Ley de Darcy, 48
- Licuaón, 108, 229, 355
- deslizamientos, 412
- diques, 255
- espontánea, 107
- por inversión de deformación, 108
- por terremotos, 109
- por voladuras, 109
- Límite(s), de Atterberg, 31, 148, 347
- de contracción, 32, 141, 144
- líquido, 31, 80, 349, 352
- plástico, 31, 349
- Limo(s), compactación, 438
- inorgánicos, 5, 43
- orgánicos, 6, 43
- drenaje, 385
- plásticos, 5
- presiones admisibles, 498, 504
- resistencia al corte, 105
- Línea(s), de consolidación en el terreno, 68
- de corriente, 157
- de los empujes, construcción de Culman, 202
- equipotenciales, 158
- de filtración, 46
- de pendiente, construcción de Culman, 202
- de recorrido, 613
- de resistencia intrínseca, 101
- de rotura, 101
- de saturación, 440
- Líquidez, índice, 25, 32
- Lixiviación, 17, 117
- Lodo, excavación de pilares de fundación, 559
- de perforación, 557, 566, 576
- excavación, de pilares de fundación, 566
- de pozos o cilindros, 576
- Loess, 8, 43, 330
- efecto de la saturación, 414
- estabilidad de taludes, 413
- loam, 8
- modificado, 8, 43
- presiones admisibles, 498, 500
- en el subsuelo de diques, 595, 596
- Logan Airport, 668, 675
- Londres, 407, 563, 564, 580, 582
- Long Beach, 580, 581
- Losas de contacto, 648
- Lower Stillwater Lake, 623
- Lynn, Mass., 339
- M
- Maihak, piezómetro, 664
- Mammoth Pool, dique, 588
- Manantiales, 377, 429, 578, 587, 592, 611, 615
- Mangla, dique, 591.
- Máquinas, asentamiento de fundaciones, 584
- Marga, 8, 23, 43
- Materiales, aluvionales, 329
- para núcleo, presas de escollera, 602
- plásticos, 103
- de préstamo, diques, 622
- Máxima densidad seca, 440
- Méjico, ciudad, 30, 80, 110, 356, 497, 579, 582, 676
- Memphis, 611
- Menisco, 132
- Meteorización de los esquistos, 422
- Método(s), de auscultación estática, 316
- centrífugo de drenaje, 138
- de las fajas (taludes), 239
- del fluido equivalente (empujes), 359
- geofísicos, 292, 326
- sísmicos de exploración del suelo, 326
- por succión, drenaje, 138
- del vacío (drenaje), 380, 384, 388
- Mica, 24, 36
- compresibilidad, 64
- Minerales, arcillosos, 12, 36
- Missisipi, río, 593, 611
- Mission, dique, 676
- Misuri, río, 589, 593
- MIT., clasificación, 37
- Módulo tangente inicial, 92
- Mohr, diagrama de rotura, 183, 184
- Mojado de la escollera, 601
- Molinete, ensayos, 114
- Montana, 424, 615
- Montmorillonitas, 12, 36, 442
- Morenas, 7, 43
- Mud Mountain, dique, 443
- Muestra(s), alteración, 289, 301
- cortada a mano, 310, 311
- extraídas con cuchara partida, 353
- inalteradas, 304
- sellado, 302
- tallada a mano, 310
- en tubo, 347, 348, 350
- de pared delgada, 303, 343
- Muestreo, 298
- alteración, 304
- Munich, 393, 396, 583
- Muros de sostenimiento, 150, 353, 357, 392
- asentamiento, 371
- cantilever, 192
- drenaje, 364, 365, 367
- efecto de las heladas, 365
- empuje, 191, 357

## Muros de sostenimiento (Cont.)

- fundaciones, 369
- medida de la presión, 649
- observación de desplazamientos, 638
- observaciones de obras, 372
- presiones de filtración, 372
- rígidos, 368, 373
- seguridad contra el deslizamiento, 370
- teoría de Coulomb, 200
- tipos de relleno, 360

Muskegon, Mich., 339

## N

- Napa, 131, 140
  - freática, 131, 294
    - asentamientos causados por su depresión, 578
    - influencia sobre el asentamiento de zapatas en arena, 504
- Marora, dique, 613
- New England, 150
- Nivel, del agua, 632
  - dispositivo para medir asentamientos, 637
  - de la napa, 131
  - piezométrico, 47, 158
- Noruega, 415; véase Oslo
- Nueva Delhi, 596
- Nueva Méjico, 142
- Nueva Orleans, 532, 630
- Nueva York, 318, 319, 393, 396, 553, 567, 579, 596
- Nueva Zelandia, 413
- N-valor, del ensayo normal de penetración, 343
  - de la resistencia normal a penetración, 337

## O

- Observación(es), de asentamientos durante
  - el período de excavación, 576
  - de comportamiento, 624
  - directa en obra, 618
  - en obra, procedimiento, 290
    - en el terreno, frecuencia, 669
    - muros de sostenimiento, 372
    - procesamiento de datos, 675
    - registro, 668
  - piezométricas, representación gráfica, 670, 674, 680
  - sísmicas, 583
  - en el terreno, 624
- Ohio, 423
- Ojos de agua, 377
- Osaka, 405
- Oslo, 127, 393, 399, 401, 405, 571, 577

## P

- Panamá, canal, 410
- Parantes, 391
- París, 596
- Pasadas, número, 439
- Patas de cabra, rodillos, 437, 443
- Película filtrante, ensayo de permeabilidad in situ, 342
- Penetración, ensayo, 348
  - normal, 300, 337
  - normal, ensayo, 513
  - resistencia a, 334
- Penetrómetro, 314, 318
  - cono holandés, 316
  - a inyección, 316, 319, 339
- Pensilvania, 423
- Perfil, errático, 351
  - del subsuelo, 352
  - del suelo, 329
  - del suelo, 286
- Perforaciones, 292, 328
  - con barreno, 295
  - distanciamiento, 334, 353
  - a inyección de agua, 292
  - con muestras en tubos de pared delgada, 350
  - profundidad, 334, 335, 353
  - registros, 296
  - rotativas, 294
- Permeabilidad, 45, 48, 355, 375, 376
  - de arcillas, 53
  - de arenas micáceas, 52
  - coeficiente, 48, 147, 322
  - correspondencia con la relación de vacíos, 49
  - de depósitos, deltaicos, 331
  - eólicos, 376
  - fluviales, 376
  - glaciares, 376
  - lacustres, 376
  - marinos costeros, 376
- electroosmótica, 147
- ensayos, 51, 355
  - con carga hidráulica variable, 322
  - in situ, 322
- de los estratos de arena, 340
- del núcleo del dique Mud Mountain, 443
- relación vertical a horizontal, 340
- de los sedimentos inyectados, 590
- de suelos estratificados, 54
- Permeámetro de carga hidráulica, constante, 50, 53
  - decreciente, 50, 53
- Penetración, resistencia, 340
- Peso, específico absoluto de los elementos sólidos, 27
  - propio, 505, 514

- unitario, 27
- del suelo sumergido, 58
- Piedmont, 356
- Piedras, bochas, 5
- bolas, 5
- Piezómetro(s), abiertos, 658
- Bishop a sistema hidráulico cerrado, 663
- a burbuja, 666
- Casagrande, 659, 668
- a cuerda vibrante, 664
- eléctricos, 664
- Geonor, 661, 666
- hidráulicos cerrados, 662
- Maihak, 664
- neumáticos, 665
- retardo, 667
- selección del tipo, 666
- USBR de punta plástica, con discos porosos, 662
- y piedras porosas, 662
- Pilares de fundación, 553, 563
- apoyados en arena, presión admisible, 561
- en arcilla, 566
- capacidad de carga, 564, 566
- en arenas, asentamiento, 562
- capacidad de carga, 565
- con base ensanchada, 564
- capacidad de carga, 221
- enterrados profundamente, 223
- estabilidad del fondo de la excavación, 558
- excavados, estabilidad del fondo, 558, 566
- excavación con aire comprimido, 559
- método, de Chicago, 556
- Gow, 556, 558
- perforados, 555, 557, 563, 566
- tipos, 554
- Pilote(s), en arcilla, alteración causada por la hincia, 528
- efecto del tiempo sobre la fricción lateral, 528
- de arena, compactación, 445
- asentamiento, de fundaciones sobre, 536, 546
- de grupos de, 539
- con bulbo, 550
- capacidad de carga, 221, 525
- a rotura, 527
- carga, admisible, 524, 534, 551
- de falla, 525
- de compactación, 522
- cónicos, 550
- curvas carga-asentamiento, 534
- daño por exceso de hincia, 537
- distanciamiento, 524, 543, 546, 551
- efecto de la hincia en arcillas, 529
- elección del tipo, 549
- encima de arcilla blanda, asentamiento, 543
- ensayo de carga, 530, 541, 551
- flotantes, 522
- asentamiento de fundaciones sobre, 546
- fórmulas, de eficiencia en fundaciones sobre, 548
- de hincia, 532
- de fricción, 224, 521, 522, 526, 528
- lateral, 525, 526
- en arcilla, 528, 529
- en arena, 526, 536
- negativa, 541, 542, 543
- fundación, 521, 546
- sobre arcilla blanda, asentamiento, 552
- de hormigón, 549
- inclinados, 371
- de madera, 549
- repetición de la hincia, 545
- resistencia, a fricción en arcilla, 530
- a la hincia, 532
- de punta, 224, 522, 525, 530, 538
- asentamiento de fundaciones, 538, 539
- Pisones, 437
- Pitcher, sacatestigo, 308
- Plasticidad, 11
- Plateas, 509
- asentamiento, 514, 520
- de fundaciones sobre, 512
- de fundación, asentamientos, 671
- momentos, 516
- flectores, sobre, 520
- naturales, 518, 521
- pilares de fundación, 565
- proyecto de fundaciones, 515
- variación de la profundidad de los sótanos con la carga, 520
- Polvo de roca, 5
- Poros, presión, 57
- del agua, 156
- presiones negativas, 119
- Porosidad, 24, 28
- Port Alberni, Vancouver, B. C., 315
- Port Allen Lock, 676
- Potencial, caída, 159
- velocidad, 158
- Pozos, 556
- de alivio, 592, 616, 622
- asentamiento producido por la extracción de agua, 579
- de drenaje, 137
- con eyectores, 382
- filtración o escurrimiento, 166
- filtrantes, 340, 378, 382, 388, 559
- filtro, 137, 382, 622
- de fundación, 563
- de observación, 325, 658
- predicción de la presión del agua, 355

- Pozos (Cont.)  
profundos, drenaje, 382, 388  
de sangría, 383
- Precarga, compactación, 445
- Preconsolidación, presión, 75
- Presa, 601  
análisis de tensiones, efectivas, 254  
totales, 254  
cortinas impermeables, 587  
drenaje, 592  
de escollera, 596  
asentamiento, 599  
control del escurrimiento, 605  
materiales para núcleo, 602  
con membrana, 597  
con núcleo impermeable, central, 597  
inclinado, 597  
de hormigón fundadas sobre sedimentos, 608
- Salt Springs, 599
- de tierra, 586  
cortinas impermeables, 587  
heterogéneas, 586  
rotura por sifonaje, 587  
soleras impermeables, 587  
tratamiento del contacto del núcleo con la fundación y las laderas, 605, 606
- Presión (es), admisibles, 626  
para plateas, en arcilla, 514  
en arena, 513  
de fundación en arena, 520  
para zapatas, en arcilla, 504  
en arcilla saturada, 496  
en arena, 504  
en limo, 498, 504  
en loess, 498, 500  
en suelo estratificado, 501  
del agua de los poros, 156  
predicción, 355  
aparentes, diagrama de entibiación de excavaciones, 398  
de cámara, 87  
capilar, 97, 143  
característica de paso de aire, 657  
piezómetro, 663
- células, 650  
a alambre o cuerda vibrante, 646  
Carlson, 646, 649  
de Goldbeck, 645, 646  
Wes, 646
- de consolidación, 172
- de contacto, 265, 50  
en la base de zapatas, 276  
contra superficies grandes, medición, 648  
debajo de áreas cargadas, 265  
producida por la capilaridad, 130
- cuerda vibrante, 647  
efectiva, 57  
de filtración, 46, 59, 136, 148, 159, 399  
contra muros de sostenimiento, 367  
inicial de consolidación, 88  
laterales de las tierras, 184  
máxima de preconsolidación, 75  
neutra, 57  
de poros, 57  
coeficiente, 253  
 $\bar{A}$ , 93  
 $B$ , 89  
en diques, 251  
medición, 655  
negativas, 119  
medición, 657, 664  
observación en diques de tierra, 592  
de preconsolidación, 75  
relativa de vapor, 141  
en la superficie de contacto entre zapata y suelo, 507  
variación con la profundidad, 268  
verticales debajo de áreas cargadas, 266
- Procedimiento de la observación en obra, 290
- Procesamiento de datos, 671  
de observaciones de obras y del terreno, 675
- Proctor, ensayo, modificado, 441  
normal, 441
- Profundidad, activa, 511  
factor (taludes), 233  
de la fundación, 214  
relación, 504
- Propiedades de los agregados de suelo, 4  
de los granos del suelo, 4  
índice, 3, 17, 328, 346, 350
- Public Loads, Bureau of, 38
- Puente San Francisco-Oakland, 561
- Puerta de presión por rebombeo, control de asentamientos, 581, 582
- Punta cónica, 320
- Puntales, 390  
en excavaciones a cielo abierto, 390  
medición de cargas, 404, 407, 650
- Punto (s), Borros para medir asentamientos, 635  
fijos, 630, 631  
de observación subterráneos, 633, 634, 640  
para medir levantamientos, 640
- Q
- Quebec, 415

R

- Radio de influencia, 166, 323
  - ensayos de bombo, 325
- Radiolarios, 10
- Raíz de un deslizamiento, 410
- Randall, dique, 593
- Rankine, estado, activo, 187
  - de equilibrio plástico, 185
  - pasivo, 187
  - teoría del empuje de tierras, 396, 401
- Rayos X, 9
- Reacción de la subrasante, 278
- Recorrido, coeficiente, 613
  - compensado, 613
  - línea, 613
- Red de filtración, 156, 161, 252
  - construcción, 161
- Registro, de observaciones de obra y del terreno, 668
  - de perforaciones, 296
- Reglas empíricas, 3
- Relación de compresión, 350
  - espacio de aire, 138
  - de preconsolidación, 120
  - de profundidad, 504
  - de vacíos, 24, 28
  - crítica, 106
  - influencia sobre la permeabilidad, 49
- Repetición de la hincia de pilotes, 545
- Resistencia, de adherencia, 78
  - de la arcilla seca, 32
  - a la compresión, 348
  - simple, 30, 343, 504
- al corte, 102
- ángulo, 103
- de arcillas, extrasensitivas, 116
  - fisuradas, 120
  - fluidas, 115
  - no saturadas, 123
  - preconsolidadas, 117, 121
  - saturadas, 342
- consolidado no drenado, ángulo pa-  
ra arcillas, 112
- efecto de la velocidad de carga; 125
- de esquistos arcillosos pobremente  
cementados, 425
- in situ, 321
- a partir de deslizamientos ocurridos,  
232
- de rellenos no saturados, 122
- de suelos, cohesivos, 110
  - cohesivos no saturados, 122
  - no cohesivos, 105
- dinámica del pilote, 224
- a fricción lateral de un pilote único,  
525
- final, 104
- máxima pico, 103
- no drenada de la arcilla, 504
- a penetración, 288, 334
- pico, 104
- de punta (pilote), 224, 525
- residual, 120, 425
- a la rotura, 102
- del suelo seco, 34
- Resistividad eléctrica, método de explo-  
ración del suelo, 326
- Resonancia, 128, 437
- Retardo hidrostático, 656, 666, 667
- Retén, 301, 341
- Retención de agua, capacidad, 138
- Reventones, 378
- Revestimiento, de excavaciones a cielo
  - abierto, movimientos, 402
  - de hormigón, escolleras arrojadas, 607
- Rhin, 610
- Ripios, 5, 43
- Roca, 4
  - descompuesta, 426
  - deslizamientos, 426
  - excavaciones entibiadas, 407
- Rodillos, neumáticos, 437, 438
- patas de cabra, 138, 443
- vibrantes, 437
- Roma, 596
- Rosengarten, 419
- Rotura(s), por la base, 231, 236, 237, 414
  - de excavaciones, 571
  - observación, 640
  - condiciones, 99, 184
  - de diques, 355
  - progresiva, 105, 117, 415
  - por sifonaje, 608, 622, 616
  - simultáneas, 103
  - de un talud, 229, 230
- Rusia, 500, 618, 619

S

- Sacamuestras, enterizo con zapatos inter-  
cambiables, 300
- de lámina enrollada, 307
- de pared delgada, 301
- partido, 296, 298, 299
- a pistón, 303, 305
- Sacatestigos, 294
- Bishop, 312
- con cintas o láminas desenrollables,  
306
- Denison, 309
- enterizo con zapatos intercambiables,  
300
- a pistón, 303, 305
- Pitcher, 308
- sueco de lámina enrollada, 307

- Sacudimiento, ensayo, 6  
 Salt Springs, presa, 597  
 Sander, fórmula de hinea, 225  
 San Francisco, 356  
 San Gabriel, dique N° 1, 607  
 Sangría, pozos, 383  
 San Lorenzo, río, 415  
     valle, 30  
 Santa Clara, valle, 579  
 Santos, Brasil, 356  
 Saskatchewan, río, 121  
 Saskatoon, Canadá, 121  
 Sasumua, dique, 676  
 Saturación, efecto sobre el loess, 414  
     grado, 26, 122  
 Sección deformada (filtración), 164  
 Sedimentos eólicos, 330  
 Segregación, de las capas de filtro, 604  
     de materiales de transición en diques  
     de escollera, 606  
 Sellado de las muestras, 302  
 Sensibilidad, 17, 30, 80, 96, 111, 117,  
     322, 346, 416  
     de arcillas, 16  
     in situ, determinación, 322  
 Serre Poncon, dique, 591  
 Shanghai, 532  
 Shrosphire, 435  
 Siemens, sistema de drenaje, 378  
 Sifonaje, 169, 587, 592, 605, 620  
     asentamiento causado por, 578  
     capilar, 134  
     coeficiente de seguridad contra, 613  
     por el fondo de una excavación reves-  
     tida, 579  
     rotura por, 606, 615, 622  
 Sineresis, 117  
 Sistema, abierto (congelamiento), 149  
     cerrado (congelamiento), 149  
     escalonado well point, 389  
     Siemens (drenaje), 378  
     unificado de clasificación de suelos, 39  
 Sobrecarga, 505, 514  
     empuje por, 193  
     máxima, 505  
     normal, 505  
 Sobreexcavación, 558, 574  
 Sobrepresión hidrostática, 47, 159  
 Socavación, 561, 565  
 Södertälje, canal, 415  
 Solera(s), 391  
     abiertas, 391  
     agua arriba, 592  
     drenante, 446  
     sonda, 296  
 Sótano, efecto en las presiones, 270  
     impermeabilización, 519  
 South Saskatchewan, embalse sobre el río,  
     425
- Stockton Creek, dique, 594  
     presa, 594  
 St. Thuribe, Queber, 417  
 Submuraciones, 626  
 Subpresiones, 156  
 Subrasante, reacción, 278  
 Subterráneo(s), de Chicago, 303  
     punto de referencia para medir levanta-  
     mientos, 640  
 Succión, altura de elevación en tubo, 136  
 Suecia, 414, 415  
 Suelo(s), 4  
     agregados, 22  
     amasados, compresibilidad, 63  
     característicos de drenaje, 53  
     clasificación, 35  
     cohesivos, altura crítica de un corte ver-  
     tical, 195  
     compactación, 438  
     deslizamientos, 230  
     empuje, activo, 194  
     pasivo, 196, 208  
     resistencia, al corte, 110  
     a fricción en pilotes, 531  
     compuestos, 42  
     exploración, 285  
     estratificados, permeabilidad, 54  
     humedad, 131  
     discontinua, 135, 143  
     identificación, 44  
     laminado, 287  
     no cohesivo, empuje activo, 191  
     orgánicos, 5, 33, 40  
     perfil, 286  
     errático, 329  
     presiones admisibles, 626  
     de relleno en muros de sostenimiento  
     360  
     residuales, 4, 333, 426  
     excavaciones entibadas, 407  
     transportado, 4  
     uniforme, 10  
 Sumideros, 376, 377, 383, 387, 508, 578,  
     621  
 Superficie, de contacto, 207  
     de deslizamiento, compuesta, 244, 253  
     observación, 642  
 Svir III, dique, 618
- T
- Tablestacado, 391  
     cortina, 589  
     movimientos en un corte en arcilla, 570  
 Tablestacas en entibaciones, 261  
 Taludes, 229  
     en arcilla, deslizamientos, 347  
     repentinos, 430

determinación de la estabilidad, 232  
 en esquistos, 420  
 estabilidad, 229, 409  
     de superficies no circulares de deslizamiento, 244  
 estables, 411  
 húmedos, 416  
 irregulares, 239  
 observación de distorsiones, 639  
 en roca descompuesta, 426  
 superficies compuestas de deslizamiento (no circulares), 253  
 en "talus", 429  
 tratamiento en diques, 621  
 Talus, 429  
 Tamaño efectivo, 49, 133, 379, 384  
 Tamizado, 19  
 Tensión(es), circunferencia, 101  
     deformación, relaciones, 86  
     efectiva, 56, 58  
     horizontales residuales, 424  
     licuación causada por la inversión, 108  
     neutra, 58  
     repetida, 98  
     residual horizontal, 424  
     superficial, 131  
     totales, resistencia con respecto a, 113  
 Teoría de Coulomb del empuje pasivo, 208  
 Terzaghi, Karl, dique, 591  
 Terraplén(es), cohesivos, resistencia al corte, 121  
     compactado, 124  
 Terremotos, 346  
     asentamientos causados por, 583  
     efecto sobre los diques, 255  
     licuación causada por, 109  
 Terreno, difícil, 411  
     favorable, 411  
 Texas, 142, 145, 150  
 Textura, 22  
 Tiempo de reacción, 656  
 Tierras de diatomeas, 8  
 Tixotropía, 17, 117, 294  
 Tokio, 405  
 Topografía de los deslizamientos, 422, 427  
 Torpedo para medir asentamientos, 636  
 Torvane, 114  
 Tosca, 8, 43  
 Tower Latino Americana, 676  
 Trabazón de granos, 103  
 Tractores, compactación, 437  
 Tránsito, asentamientos causados por, 583  
 Trépano, 293, 296  
 Trincheras, excavadas con lodo de perforación, 573  
     método de excavación, 573  
 Tubo, capilar, 131, 141  
     colector, 137

sacamuestras, 298, 302  
 sacatestigos, 302  
 Tufas, 7  
 Túneles, observación de deformaciones, 643  
 Turbas, 6, 43  
 Turbinas a vapor, 129  
 Turquestán, 414

U

Uniformidad, coeficiente, 21  
 U. S. Bureau of Reclamation, 39, 596, 627, 637  
     piezómetro de punta porosa, 662, 663  
 Utah, 429

V

Vacío(s), método de drenaje, 384  
     porcentaje, 24  
     relación, 24  
     volumen, 24  
 Vaerdalen, Noruega, 416  
 Valor, de fluencia, 184  
     de la presión característica de paso de aire, piezómetro, 657  
 Vapor, presión relativa, 141  
 Variación de la presión con la profundidad, 268  
 Veleta, 321  
     ensayos, 114  
     miniatura ("torvane"), 346  
     torque, ensayos de resistencia al corte, 346  
 Velocidad, de carga, efecto sobre la resistencia al corte, 125  
     de consolidación, 175  
     de descarga, 47  
     de drenaje, 140  
     de filtración, 47  
 Venezuela, 580  
 Vermilion, dique, 592, 616, 676  
 Vertientes, 416  
 Vibración(es), 437  
     amplitud, 127  
     asentamientos causados por, 582  
     compactación por, 444  
     efecto, 127, 129  
     forzadas, 127  
     frecuencia, 127  
     zona crítica de frecuencias, 129  
 Vibrador(es), 128  
     rodillos con, 437  
 Vibroflotación, 444  
 Viena, 539, 583  
 Virginia del Oeste, 423

Voladuras, licuación causada por, 109  
 Vreeswijk, esclusas, 581

## W

Wasatch, montañas, 429  
 Washington, 616  
 Washington, D. C., 596  
 Watauga, presa, 597  
 Waterways Experiment Station, célula de presión, 646  
 Well Point, 137, 313, 379, 658  
   dispositivo escalonado múltiple, 381, 388  
   escalón único, 381  
   a eyectores, 382  
   sistema de drenaje, 379  
 Westfield, Mass., 356  
 Wilson, inclinómetro, 641, 642  
 Winning, Canadá, 510

## Z

Zanja, método de excavación, 573.  
 Zapata, en arena, 504  
   carga crítica, 214  
   coeficiente de seguridad en arcilla, 504  
   de fundación, capacidad de carga, 213  
   momentos flectores, 507  
   sobre plateas naturales, 518, 521  
   poco profundas, 213  
   presión de contacto, 276  
   tensión admisible en arena, 504  
 Zona(s), de corte radial, 215  
   crítica de frecuencia de las vibraciones, 129  
   de desplazamiento plástico, 216  
   plástica, 32  
   de transición en diques en escollera, 602

Este libro se terminó de imprimir  
el día 15 de diciembre de 1978, en los  
Talleres Gráficos de Manuel Pareja  
Montaña, 16 - Barcelona - España









KARL TERZAGHI - RALPH B. PECK

## Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica

Este libro constituye un tratado completo de la rama de la técnica conocida con el nombre de mecánica de suelos y fundaciones, y que comprende el estudio del comportamiento de los suelos en relación con las obras de la ingeniería civil.

Ha sido escrito por dos autoridades en la materia, que además de su profundo conocimiento del tema poseen la experiencia adquirida en una intensa y extraordinaria actividad profesional y de investigación en los diversos continentes del mundo. Contiene información original —producto de la actividad mencionada— de excepcional valor en la práctica del ingeniero y que, por su carácter, es exclusiva de este libro.

Con respecto a la edición anterior se han introducido en la actual —traducida y adaptada por el profesor ingeniero Oreste Moretto— numerosos agregados, especialmente sobre diques y fundaciones. El texto ha sido complementado con referencias y listas de lecturas selectas que pueden servir de guía bibliográfica. Cuenta, además, con un nuevo capítulo relativo a observaciones del comportamiento en obra, a fin de ayudar al ingeniero en los métodos por utilizar en las mediciones, contribución esencial para la eficaz aplicación de la mecánica de los suelos.

---

### OBRAS DE NUESTRO FONDO EDITORIAL

CURSO DE HORMIGON ARMADO — Oreste Moretto — 2a. ed. —  
1.108 páginas, ilustrado.

CARRETERAS, CALLES Y AEROPISTAS — R. Valle Rodas — 5a. ed. —  
408 págs., ilustrado.

HORMIGON ARMADO — B. Löser — 8a. ed. — 542 págs. ilustrado.

MECANICA TEORICA — Ricardo R. Hertig — 388 págs., ilustrado.

CALCULO DE ESTRUCTURAS HIPERESTATICAS DE GRADO SUPERIOR — E. Butty — 174 páginas, ilustrado.

INTRODUCCION A LA ESTATICA DE LAS CONSTRUCCIONES — E. Melan — 342 págs., ilustrado.

