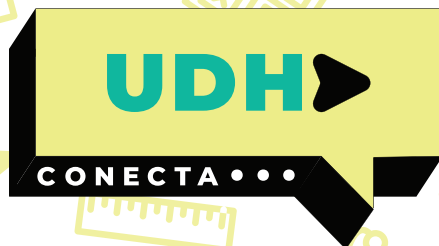


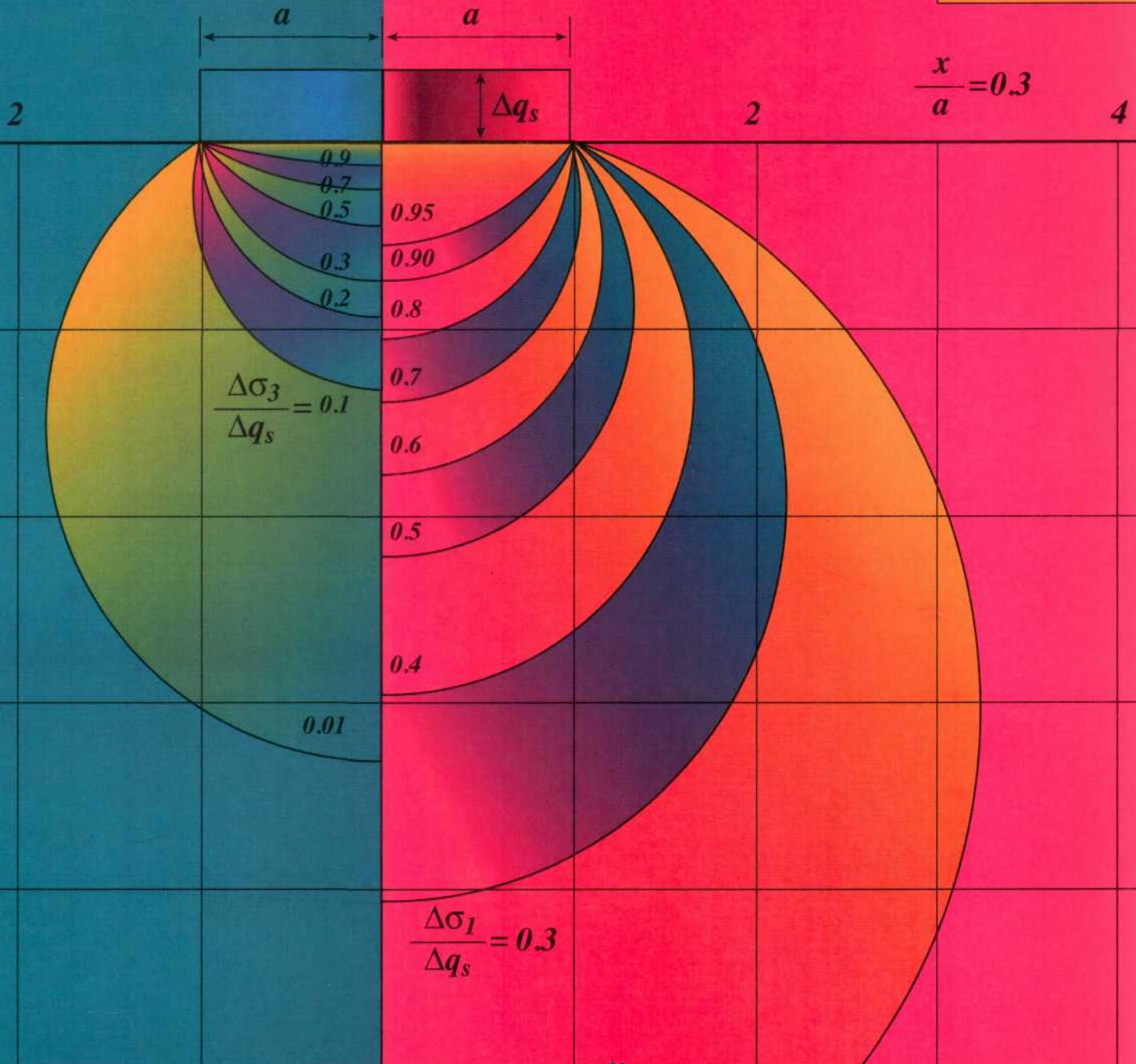
SIGUENOS EN



UDHGONECTA.COM

LIBROS DIGITALES - EXAMENES - RECURSOS MULTIPLES

! RECUERDE;
PUEDE ENCONTRAR MAS CONTENIDO EN
NUESTRO SITIO WEB



Mecánica

DE

SUELOS

LIMUSA

MECANICA DE SUELOS



MECÁNICA DE SUELOS

**T. WILLIAM LAMBE
ROBERT V. WHITMAN**

INSTITUTO TECNOLÓGICO
DE MASSACHUSETTS

UAN
UNIVERSIDAD
ANTONIO NARIÑO
VICERRECTORIA ACADÉMICA
SISTEMA NACIONAL DE BIBLIOTECAS

LIMUSA

Lambe, William
Mecánica de suelos : Soil mechanics / William Lambe. --
 México : Limusa, 2012
 584 p. : il. ; 27.5 x 21 cm.
 ISBN: 978-968-18-1894-4
 Rústica

1. Mecánica de suelos
 I. Jiménez Salas, José, tr. II. Rodríguez Ortiz, José María, tr.
 III. Rico Rodríguez, Alfonso, colab.

Dewey: 624.1513 | 22 / L221m LC: TA710

ADQUISICIONES
UAN
 UNIVERSIDAD ANTONIO NARIÑO

SISTEMA NACIONAL DE BIBLIOTECAS

FECHA INGRESO 15 01 2013
DIA MES AÑO

TIPO DE ADQUISICIONES
 COMPRA DONACION CANJE

PROVEEDOR El bibliotecólogo

PRECIO \$ 95.000 =

VERSIÓN AUTORIZADA EN ESPAÑOL DE LA EDICIÓN EN INGLÉS, PUBLICADA CON EL TÍTULO:
SOIL MECHANICS
 © JOHN WILEY & SONS, INC.

COLABORACIÓN EN LA TRADUCCIÓN:
JOSÉ A. JIMÉNEZ SALAS
 CATEDRÁTICO DE GEOTECNIA Y CIMIENTOS EN LA ESCUELA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS DE MADRID, ESPAÑA. DIRECTOR DEL LABORATORIO DEL TRANSPORTE Y MECÁNICA DEL SUELO DEL CENTRO DE ESTUDIOS Y EXPERIMENTACIÓN DEL MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS ESPAÑOL.

JOSÉ MARÍA RODRÍGUEZ ORTIZ
 INGENIERO DEL DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA DEL LABORATORIO DEL TRANSPORTE Y MECÁNICA DEL SUELO, DEL CENTRO DE ESTUDIOS Y EXPERIMENTACIÓN DEL MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS ESPAÑOL.

REVISIÓN:
ALFONSO RICO RODRÍGUEZ
 MAESTRÍA EN INGENIERÍA. PROFESOR DE MECÁNICA DE SUELOS EN LAS DIVISIONES PROFESIONALES Y DE ESTUDIOS SUPERIORES DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO.

LA PRESENTACIÓN Y DISPOSICIÓN EN CONJUNTO DE
MECÁNICA DE SUELOS

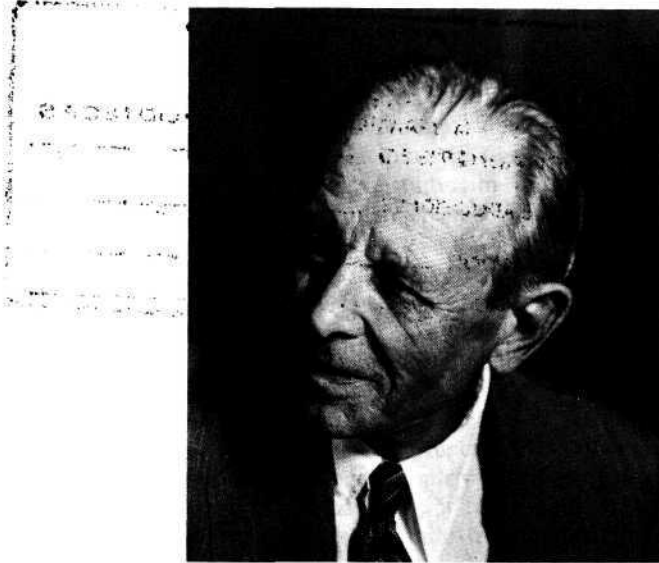
SON PROPIEDAD DEL EDITOR. NINGUNA PARTE DE ESTA OBRA PUEDE SER REPRODUCIDA O TRANSMITIDA, MEDIANTE NINGÚN SISTEMA O MÉTODO, ELECTRÓNICO O MECÁNICO (INCLUYENDO EL FOTOCOPIADO, LA GRABACIÓN O CUALQUIER SISTEMA DE RECUPERACIÓN Y ALMACENAMIENTO DE INFORMACIÓN), SIN CONSENTIMIENTO POR ESCRITO DEL EDITOR.



DERECHOS RESERVADOS:
 © 2012, EDITORIAL LIMUSA, S.A. DE C.V.
 GRUPO NORIEGA EDITORES
 BALDERAS 95, MÉXICO, D.F.
 C.P. 06040
 ☎ 5130 0700
 ☎ 5512 2903
 ✉ limusa@noriega.com.mx
 ✉ www.noriega.com.mx
 CANIEM Núm. 121
 HECHO EN MÉXICO
 ISBN: 978-968-18-1894-4
 22.2



KARL TERZAGHI



Karl Terzaghi, reconocido universalmente como el Padre de la Mecánica de Suelos, nació en Praga el 2 de octubre de 1883 y murió el 25 de octubre de 1963, en Winchester, Massachusetts. Los primeros años de su carrera profesional los dedicó a la búsqueda de un método racional para abordar los problemas de la ingeniería de suelos y cimentaciones. Sus esfuerzos se vieron coronados con la publicación, en 1925, de su famoso libro *Erdbaumechanik* la cual se considera, en la actualidad, como el nacimiento de la mecánica de suelos.

De 1925 a 1929, Terzaghi trabajó en el Instituto Tecnológico de Massachusetts donde inició el primer programa estadounidense sobre mecánica de suelos y consiguió que esta ciencia se considerase como una materia importante en la ingeniería civil. En 1938, pasó a la Universidad de Harvard donde desarrolló y expuso su curso sobre geología aplicada a la ingeniería.

La extraordinaria carrera de Terzaghi fue descrita con amplia documentación en el libro *From Theory to Practice in Soil Mechanics* (Wiley, 1960). En este libro se recopilaron todas las publicaciones de Terzaghi hasta 1960 (256). A Terzaghi se le otorgaron numerosos premios honoríficos, incluyendo la Medalla Norman de la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE) en los años 1930, y 1943, 1946 y 1955. Universidades de ocho países diferentes concedieron a Terzaghi nueve títulos de doctor *honoris causa*. Durante muchos años desempeñó el cargo de Presidente de la Sociedad Internacional de Mecánica de Suelos y Cimentaciones.

Terzaghi no sólo inició la mecánica de suelos sino que hasta su muerte ejerció una profunda influencia en esta ciencia y, dos días antes de fallecer aún trabajaba diligentemente en un artículo científico. Los escritos de Terzaghi aportan importantes conocimientos sobre muchos temas, en especial la teoría de la consolidación, el proyecto y construcción de cimentaciones, el cálculo de ataguías y el mecanismo de deslizamiento de taludes. Quizá, la aportación más importante de Terzaghi a la mecánica de suelos fue su forma de tratar los problemas que se plantean en ella, de acuerdo con la metodología que él enseñó y supo poner en práctica.

Para conmemorar la gran obra de Terzaghi, la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles ha creado la *Terzaghi Lecture* (cátedra en honor de Terzaghi) y el Premio Terzaghi.

Prólogo

La presente obra se destina como libro de texto para un curso de introducción a la mecánica de suelos. Se ha realizado un gran esfuerzo a fin de identificar los principios verdaderamente fundamentales e importantes de la mecánica de suelos, presentarlos de manera clara y completa, e incluir abundantes ejemplos numéricos para ilustrar estos principios. El libro se ha utilizado con éxito en cursos preparatorios tanto para la licenciatura como para estudios de postgraduados. Aunque se ha redactado principalmente para estudiantes, los ingenieros que ejercen su profesión encontrarán en él un libro de consulta útil.

El libro está dividido en cinco partes. En la Parte I se describen los problemas que la naturaleza del suelo plantea en la ingeniería civil y se da un panorama general del comportamiento del suelo. En la Parte II se estudia la naturaleza del suelo y, en especial, la transmisión de esfuerzos entre partículas de suelo. La Parte III está dedicada principalmente al suelo seco, ya que muchos aspectos del comportamiento del terreno se pueden entender mejor, si se considera la interacción de las partículas de suelo en ausencia de agua. La Parte IV, se apoya en los principios expuestos en las Partes II y III, para tratar de los suelos en los que el agua intersticial está en reposo o fluye bajo condiciones de régimen establecido. En la Parte V se examina el problema más complejo de la mecánica de suelos en el que las presiones intersticiales dependen de las cargas aplicadas y por tanto, el agua escapa de los poros en condiciones de régimen variable. Esta disposición del libro permite tratar el tema en fases sucesivas, y avanzar hacia los conceptos más complejos.

Las Partes III, IV y V tienen la misma forma general. Comienzan con varios capítulos que plantean los principios básicos del comportamiento del suelo. Siguen otros capítulos en los que estos principios se aplican al cálculo práctico y al proyecto de estructuras de retención, taludes y cimentaciones superficiales. Así pues, por ejemplo, existen capítulos dedicados a las cimentaciones superficiales en las Partes III, IV y V. Al final de la Parte V se encuentran capítulos especiales dedicados a las cimentaciones profundas y a la mejora de las condiciones del terreno. Estos capítulos orientados hacia problemas específicos muestran cómo se combinan la teoría, las pruebas de laboratorio y la evidencia empírica de experiencias previas, a fin de contar con métodos de cálculo y proyecto prácticos y adecuados. El propósito de este libro no es abarcar todos los detalles de estos problemas prácticos, pero se dan numerosas referencias que pueden servir de guía para profundizar en tales temas.

Deliberadamente, se ha incluido un material mucho más abundante del que podría o debería impartirse en un curso introductorio y de este modo se le permite al profesor elegir los temas más adecuados para explicar los principios fundamentales. Hemos comprobado la conveniencia de proponer numerosos ejemplos de problemas prácticos en las primeras fases del curso introductorio a la mecánica de suelos, preferentemente, en los primeros ocho períodos de clase. Así pues, solemos organizar la primera parte de nuestros cursos en la forma siguiente.

1. La Parte I se explica en dos clases con objeto de estimular a los alumnos para estudiar la mecánica de suelos y comprender la organización del curso.

2. El capítulo 3 se estudia con detalle, aunque se pasan muy por encima los capítulos 4 a 7. Cuando surgen preguntas, a medida que avanza el curso, se hace referencia al material de estos capítulos.

3. En el capítulo 8 se describen varios métodos básicos para el cálculo y determinación de esfuerzos; los estudiantes deben dominar estos métodos. Los capítulos 9 al 12 presentan algunos conceptos clave referentes al comportamiento del suelo, junto con material descriptivo y tablas y gráficas de valores típicos. Estos capítulos se pueden explicar rápidamente, resaltando únicamente los conceptos fundamentales. En esta etapa el estudiante ya está capacitado para realizar un estudio más profundo de las estructuras de retención (capítulo 13) y de las cimentaciones superficiales (capítulo 14). Se pueden emplear con provecho tres o cuatro períodos en cada capítulo. El capítulo 15 sirve para presentar el problema, cada vez más importante, de la dinámica de suelo, y usarlo como lectura suplementaria para un curso de introducción.

4. En el capítulo 16 se resalta la definición y manejo de los esfuerzos efectivos, incluyendo la interpretación mecánica de tales esfuerzos como materia adicional. La profundidad del estudio de los capítulos 17 al 19 variará con el desarrollo dado a estos temas en otros cursos, como el de mecánica de

fluidos. Los capítulos 20 a 22 son principalmente descriptivos y pueden explicarse rápidamente, haciendo hincapié en las características más importantes del comportamiento del suelo. Se puede dedicar así mayor tiempo al estudio detallado de los capítulos 23 a 25. La elección de los temas dependerá del interés del profesor y del material a tratar en cursos posteriores. Tratamos de impartir únicamente algunas partes de dos de estos tres capítulos.

5. Los capítulos 26 y 27 contienen conceptos básicos y métodos de cálculo, y para entenderlos se requiere una explicación detallada. Asimismo se debe estudiar en detalle el capítulo 28, para poder comprender la relación entre el comportamiento de los suelos con o sin drenaje. Los capítulos 29 y 30 son principalmente descriptivos y pueden explicarse rápidamente, con el fin de reservar tiempo para un estudio detallado de los capítulos restantes.

Las partes no explicadas en el curso preliminar servirán de base a los estudiantes para cursos más avanzados, pudiendo utilizarse como material de consulta para estos cursos.

Como el lector notará, nuestro libro contiene retratos y datos biográficos de seis pioneros de la mecánica de suelos. Estos hombres han hecho aportes importantes a la ciencia de la mecánica de suelos, y han ejercido gran influencia sobre los estudiantes de esta materia. Existe una segunda generación de profesores cuyas obras también han tenido y tendrán una gran resonancia. Las numerosas referencias del libro a los trabajos de estas personas corroboran este hecho.

Agradecemos a los numerosos autores y editoriales la autorización para reproducir tablas y figuras. El Consejo del Instituto de Ingenieros Civiles (Londres) concedió el permiso para reproducir material contenido en *Géotechnique*.

En las primeras fases de su preparación, el libro fue subsidiado, en parte, por la beca que la Fundación Ford le concedió al Instituto Tecnológico de Massachusetts (M.I.T.), con la finalidad de favorecer la mejora de la enseñanza de la ingeniería. Esta ayuda se reconoce aquí expresamente. Agradecemos al profesor Charles L. Miller, director del Departamento de Ingeniería Civil, su estímulo para la realización de este libro. Agradecemos igualmente los aportes de muchos de nuestros colegas del M.I.T., y el importante papel que desempeñaron nuestros estudiantes, quienes, con tanto cuidado, analizaron y revisaron varios borradores. Un reconocimiento especial se debe a los profesores Charles C. Ladd y Leslie G. Bromwell que hicieron comentarios a la mayor parte del texto. El profesor Bromwell intervino en la revisión de la Parte II y del capítulo 34. El profesor John T. Christian ayudó considerablemente en algunos planteamientos teóricos del texto, al igual que el doctor Robert T. Martin en la Parte II y el doctor David D'Appolonia en los capítulos 15 y 33. El profesor James K. Mitchell de la Universidad de California (Berkeley) aportó valiosos comentarios con respecto a la Parte II, así como el profesor Robert L. Schiffman de la Universidad de Illinois (Chicago) sobre el capítulo 27. Por último damos las gracias a la Srta. Evelyn Perez y en especial a la Sra. Alice K. Viano por la infatigable y meticulosa labor de mecanografía de nuestros numerosos manuscritos.

MIT

T. WILLIAM LAMBE
ROBERT V. WHITMAN

PAI

PAI

PAR

PAR

Contenido

PARTE I	INTRODUCCION	13
Capítulo 1.	Problemas planteados por el terreno en la ingeniería civil,	15
Capítulo 2.	Introducción al comportamiento del suelo,	31
PARTE II	LA NATURALEZA DEL SUELO	39
Capítulo 3.	Características de los conjuntos de partículas,	41
Capítulo 4.	Características de las partículas de un suelo,	53
Capítulo 5.	Presiones normales entre partículas de suelo,	65
Capítulo 6.	Resistencia al deslizamiento tangencial entre partículas de suelo,	75
Capítulo 7.	Formación de los suelos,	85
PARTE III	EL SUELO SECO	109
Capítulo 8.	Esfuerzos en una masa de suelo,	111
Capítulo 9.	Pruebas de laboratorio para determinar las propiedades esfuerzo-deformación,	131
Capítulo 10.	Aspectos generales del comportamiento esfuerzo-deformación,	137
Capítulo 11.	Resistencia al esfuerzo cortante de los suelos granulares,	151
Capítulo 12.	Relaciones esfuerzo-deformación,	165
Capítulo 13.	Estructuras de retención y taludes,	177
Capítulo 14.	Cimentaciones superficiales,	211
Capítulo 15.	Solicitaciones dinámicas del terreno,	243
PARTE IV	SUELOS CON AGUA – REGIMEN ESTÁTICO O FLUJO ESTABLECIDO.	255
Capítulo 16.	El concepto de esfuerzo efectivo,	257
Capítulo 17.	Flujo unidimensional,	267
Capítulo 18.	Flujo bidimensional,	283
Capítulo 19.	Permeabilidad de los suelos y condiciones de filtro,	299
Capítulo 20.	Aspectos generales del comportamiento esfuerzo-deformación con drenaje,	313
Capítulo 21.	Resistencia al corte con drenaje,	323
Capítulo 22.	Relaciones esfuerzo-deformación en procesos con drenaje,	337
Capítulo 23.	Estructuras de retención de tierras en condiciones de drenaje,	347

10 *Contenido*

- Capítulo 24. Estudio de taludes en condiciones de drenaje, 371
- Capítulo 25. Cimentaciones superficiales en condiciones de drenaje, 395

PARTE V SUELOS CON FLUJO DE AGUA EN REGIMEN VARIABLE 411

- Capítulo 26. Presiones intersticiales producidas en procesos de carga sin drenaje, 413
- Capítulo 27. Teoría de la consolidación, 429
- Capítulo 28. Comportamiento esfuerzo-deformación con o sin drenaje, 447
- Capítulo 29. Resistencia al corte sin drenaje, 463
- Capítulo 30. Relaciones esfuerzo-deformación en condiciones de carga sin drenaje, 479
- Capítulo 31. Estructuras de retención y estabilidad de taludes en condiciones sin drenaje, 489
- Capítulo 32. Cimentaciones superficiales en condiciones de carga sin drenaje, 509
- Capítulo 33. Cimentaciones profundas, 523
- Capítulo 34. La mejora de las condiciones del suelo, 539

- Apéndice A. Símbolos, 551
- Apéndice B. Factores de conversión, 559
- Apéndice C. Referencias, 563

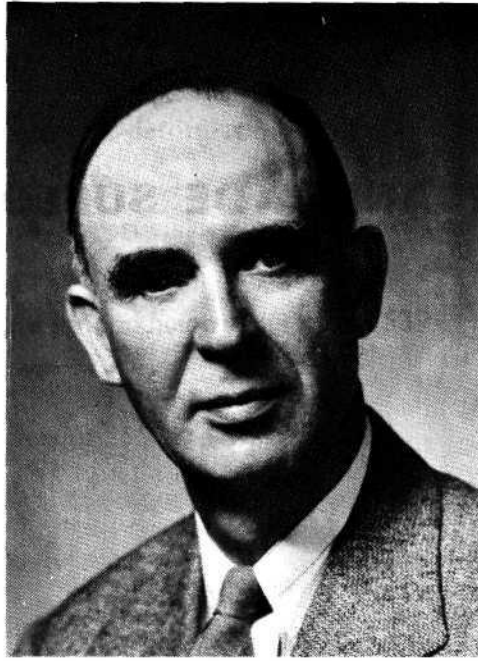
Indice, 575

. 411

489

MECANICA DE SUELOS

DONALD WOOD TAYLOR



Donald Wood Taylor nació en Worcester, Massachusetts, en 1900 y murió en Arlington, Massachusetts, el 24 de diciembre de 1955. Después de graduarse en el Instituto Politécnico de Worcester, en 1922, el profesor Taylor trabajó nueve años en el Servicio Topográfico de Costas y Geodesia de los Estados Unidos y con la Asociación de Energía de Nueva Inglaterra. En 1932 pasó a formar parte del Departamento de Ingeniería Civil de M.I.T., donde permaneció hasta su muerte.

El profesor Taylor fue miembro activo de la Sociedad de Ingenieros Civiles de Boston y de la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE). Poco antes de su muerte había sido nombrado Presidente de la Sociedad de Boston. Desde 1948 a 1953 desempeñó el cargo de Secretario Internacional de la Sociedad Internacional de Mecánica de Suelos y Cimentaciones.

El profesor Taylor, hombre apacible y modesto, era muy respetado por sus compañeros debido a su cuidadoso y preciso trabajo de investigación. Hizo grandes aportes a los fundamentos de la mecánica de suelos, en especial sobre los temas de consolidación, resistencia al esfuerzo cortante de suelos cohesivos y estabilidad de taludes. Su artículo "*Estabilidad de taludes de tierra*" le mereció la Medalla Desmond Fitzgerald, el máximo premio de la Sociedad de Ingenieros Civiles de Boston. Su libro, de texto "*Fundamentals of Soil Mechanics*" se ha utilizado ampliamente durante muchos años.

PARTE I

Introducción

El propósito de esta primera parte es despertar el interés del alumno que inicia el estudio de la mecánica de suelos, y señalarle algunos conceptos realmente fundamentales. En el capítulo 1 se presenta un cuadro amplio de los problemas de ingeniería civil que pueden abordarse con éxito mediante los principios de la mecánica de suelos. En el capítulo 2 se exponen, en términos asequibles al estudiante de ingeniería, los conceptos esenciales que se tratarán con detalle en la parte principal del libro.

en
el
eve
s y
rte
su

de
48
la-

us
n-
os
y
la
s
a

CAPITULO 1

Problemas planteados por el terreno en la ingeniería civil

En su trabajo práctico el ingeniero civil ha de enfrentarse con muy diversos e importantes problemas planteados por el terreno. El terreno le sirve de cimentación para soportar estructuras y terraplenes; emplea el suelo como material de construcción; debe proyectar estructuras para la retención o sostenimiento del terreno en excavaciones y cavidades subterráneas y el suelo interviene en gran número de problemas particulares. Este capítulo describe la naturaleza y el alcance de estos problemas de ingeniería, junto con algunos de los términos que emplea el ingeniero para describirlos y resolverlos. Se incluyen algunos casos reales para aclarar el tipo de cuestiones que un ingeniero debe atender, al trabajar con suelos.

1.1 CIMENTACIONES

Prácticamente todas las estructuras de ingeniería civil, edificios, puentes, carreteras, túneles, muros, torres, canales o presas, deben cimentarse sobre la superficie de la tierra o dentro de ella. Para que una estructura se comporte satisfactoriamente debe poseer una cimentación adecuada.

Cuando el terreno firme está próximo a la superficie, una forma viable de transmitir al terreno las cargas concentradas de los muros o pilares de un edificio es mediante *zapatas*, como se ilustra en la figura 1.1. Un sistema de zapatas se denomina *cimentación superficial*. Antiguamente, se empleaban, como zapatas, entramados de madera o metal, capas de grava, etc., aunque actualmente las zapatas son, casi sin excepción, de concreto armado (*).

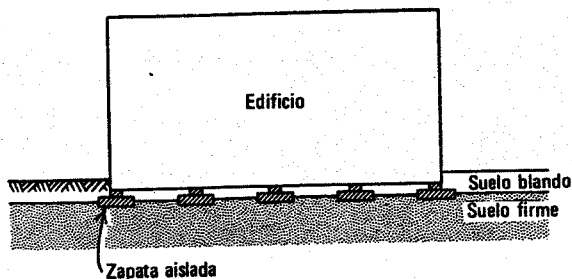


Fig. 1.1. Edificio con cimentación superficial por zapatas.

* En España y otros países es más familiar el término hormigón. (N.T.)

Cuando el terreno firme no está próximo a la superficie, un sistema habitual para transmitir el peso de una estructura al terreno es mediante elementos verticales como *pilotes* (Fig. 1.2), *cajones*, o *pilas*. Estos términos no tienen una clara definición que los distinga unos de otros. En general los cajones y pilas son de mayor diámetro que los pilotes y requieren una técnica particular de excavación, mientras que los pilotes se suelen hincar por golpeo. El peso del edificio se transmite a través del suelo blando hasta una base firme que está debajo, sin que prácticamente ninguna parte de la carga del edificio descansa sobre el terreno blando.

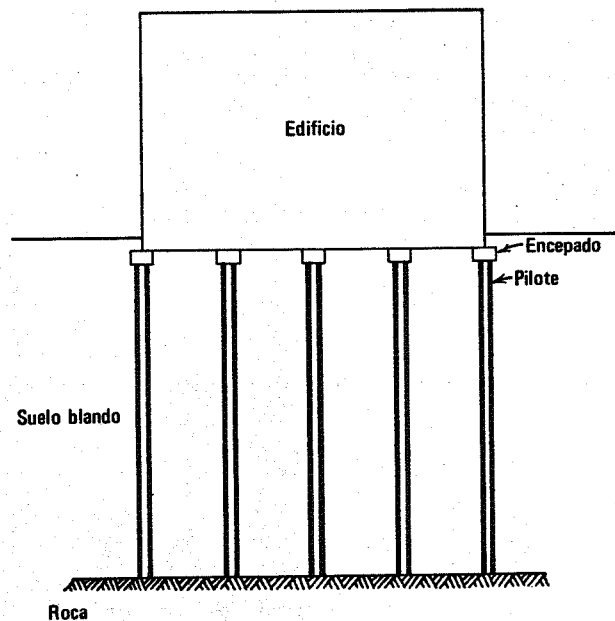


Fig. 1.2. Edificio cimentado sobre pilotes.

El problema de proyectar con éxito una cimentación es mucho más amplio que la simple fijación de tamaños para las zapatas o la elección del número correcto y el tamaño de los pilotes.

En muchos casos, el costo de la cimentación de un edificio se puede reducir mucho, aplicando al suelo ciertos

tratamientos. Por otro lado, algunas estructuras como los depósitos de acero, pueden cimentarse directamente sobre un relleno de suelo especialmente tratado, sin necesidad de recurrir a elementos estructurales. Así pues, la palabra *cimentación* se refiere tanto al terreno situado bajo la estructura como a cualquier elemento que sirva para transmitir las cargas; es decir, *cimentación* es todo aquello cuyo comportamiento estudia el ingeniero con el fin de proporcionar un apoyo satisfactorio y económico a una estructura. De hecho, la palabra *cimentación* se emplea para describir el material que soporta cualquier tipo de estructura como un edificio, presa, terraplén de carretera o aeropista. En el lenguaje moderno, el término *cimentación superficial* se emplea para describir un sistema constructivo en el que las cargas de la estructura se transmiten directamente al terreno situado bajo la misma, y el de *cimentación profunda* se aplica a aquellos casos en los que se emplean pilotes, cajones o pilas para transmitir las cargas a un terreno firme situado a cierta profundidad.

En el proyecto de cualquier sistema de cimentación, el problema fundamental es evitar que se produzcan asentamientos suficientemente grandes para dañar la estructura o dificultar sus funciones. La magnitud del asentamiento permisible depende del tamaño, tipo y utilización de la estructura, tipo de cimentación, causa de los asentamientos en el terreno y emplazamiento de la estructura. En la mayoría de los casos, el *asentamiento* crítico no es el *total* sino más bien el *diferencial* o movimiento relativo de dos partes de la estructura.

En la mayoría de las zonas urbanas de los Estados Unidos y Europa Occidental, los propietarios de edificios rehusan aceptar asentamientos superiores a algunos centímetros ya que pueden producirse grietas de aspecto poco agradable, si los asentamientos son mayores. Por ejemplo,

la experiencia ha demostrado que asentamientos superiores a unos 12 cm han producido el agrietamiento de los muros de ladrillo y mampostería de los edificios situados en los terrenos del M.I.T.

Sin embargo, cuando las condiciones del terreno son muy malas, los propietarios aceptan algunas veces asentamientos importantes y el agrietamiento consecuente, con el fin de evitar los costos notablemente superiores de las cimentaciones profundas respecto a las superficiales. Por ejemplo, en la línea costera de la ciudad de Santos, en Brasil, se cimientan, directamente sobre suelo blando, edificios de apartamentos de 15 pisos. Asentamientos hasta de 30 cm son frecuentes. Se aprecian grietas en tales edificios, pero la mayoría de ellos permanecen habitados.

Quizás el caso más clásico de malas condiciones de cimentación sea el de la ciudad de México. En ésta, por ejemplo, el edificio del Palacio de Bellas Artes, que aparece en la Fig. 1.3, se mantiene en servicio aunque se ha hundido 3.60 m respecto al terreno circundante. Los visitantes, que antiguamente tenían que subir las escaleras hasta la planta baja, deben bajarlas ahora hasta la misma, debido a los grandes asentamientos.

En estructuras que no son de edificación, con frecuencia se suelen tolerar asentamientos importantes. Asentamientos superiores a 0.50 m son bastante habituales en el caso de estructuras flexibles, como depósitos de almacenamiento y terraplenes. Por otra parte, asentamientos de sólo 0.02 cm pueden ser inadmisibles, en el caso de cimentaciones para estaciones de radar y aceleradores nucleares.

Ejemplo de cimentación superficial

La Fig. 1.4 muestra el Centro de Estudiantes del M.I.T. que tiene una cimentación superficial formada por una placa continua bajo todo el edificio. Es lo que se denomina una *cimentación por placa* o *por losa corrida*. El te-

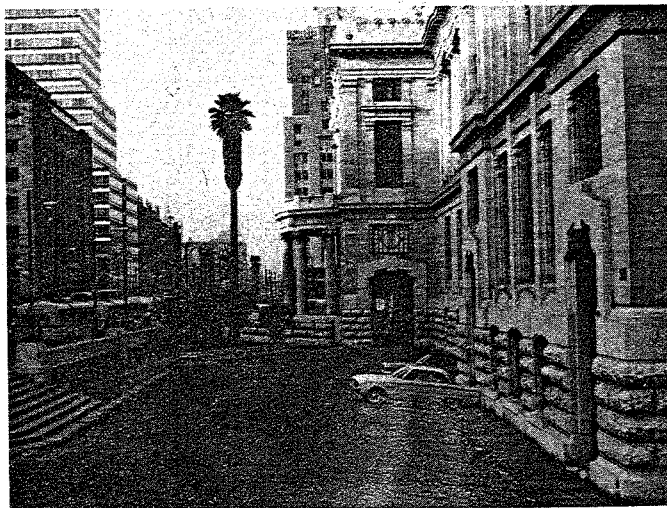


Fig. 1.3. Palacio de las Bellas Artes, ciudad de México. El asentamiento diferencial de 2 m entre la calle y el edificio de la derecha hizo preciso construir una escalinata a la que se iban añadiendo peldaños según progresaban los asentamientos. El hundimiento general de esta parte de la ciudad es de 7 m (fotografía amablemente proporcionada por Raul Marsal)

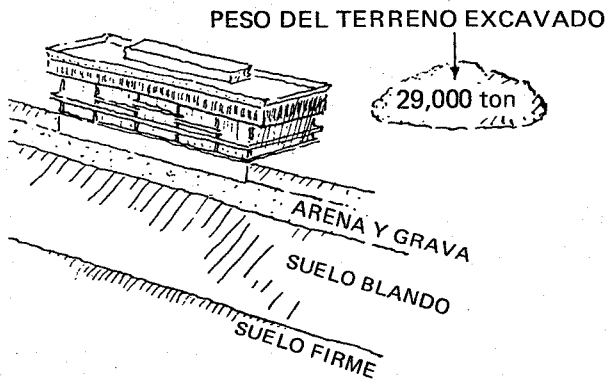


Fig. 1.4. Edificio con cimentación superficial por placa.

Peso del edificio	= 32,000 ton
Carga viva (personas, muebles, etc.)	= 5,000 ton
	37,000 ton
Peso del terreno excavado	= 29,000 ton
Carga neta sobre la arcilla	= 8,000 ton

El terreno de la zona está formado por los siguientes estratos, comenzando desde la superficie hacia abajo: una capa de 50 m de un relleno blando y limo orgánico; una capa de 6 m de arena y grava; 22.50 m de arcilla blanda; y finalmente, un suelo firme y roca. El peso del edificio vacío (denominado *peso muerto*) es de 32,000 ton. El peso del mobiliario, personas, libros, etc. (la llamada *sobrecarga de servicio* o *carga viva*) es de 5,000 ton. Si se hubiera construido este edificio con su carga total de 37,000 ton sobre la superficie del terreno, se habría producido un asentamiento de aproximadamente 0.30 m debido a la consolidación del terreno blando superior. Un asentamiento de esta magnitud habría dañado la estructura. La solución de este problema de cimentación fue cimentar el edificio en una excavación abierta en el terreno. El peso del terreno excavado fue de 29,000 ton, de forma que la carga neta aplicada por el edificio al terreno fue de sólo 8,000 ton. Por este sistema el asentamiento estimado del edificio fue de 5-8 cm, valor que puede tolerarse.

Este método de reducir la carga neta eliminando parte del terreno se denomina compensación de cargas o *flotación*. Cuando la carga del edificio se compensa en parte por el terreno excavado, la técnica se denomina de *flotación parcial*; cuando se compensa totalmente el peso se habla de *flotación total*. La cimentación flotante de una estructura se basa en el mismo principio que la flotación de un barco. El barco desplaza un peso de agua igual al suyo propio, de modo que las presiones en el agua a una cierta profundidad bajo el barco son las mismas, independientemente de la presencia de éste. Como el edificio de la Fig. 1.4 tiene un peso específico medio aproximadamente igual a la mitad del agua, y el peso específico del terreno excavado es aproximadamente doble que el agua, el edificio debería enterrarse aproximadamente la cuarta parte de su altura total para obtener una compensación o flotación completa.

En este caso particular, el ingeniero hubo de estudiar la economía relativa de esta cimentación superficial especial,

respecto a una cimentación profunda por pilotes o cajones. Después de llegar a la conclusión de que era preferible la cimentación superficial, debió responder a cuestiones como las siguientes:

1. ¿A qué profundidad debería cimentarse el edificio en el terreno?
2. ¿Habría que proteger la excavación mediante un muro o pantalla durante la construcción, para evitar la penetración o desprendimiento del terreno?
3. ¿Sería necesario abatir el nivel freático (*drenaje*) para excavar y construir la cimentación? y, en caso afirmativo, ¿qué métodos deberían emplearse para ello?
4. ¿Habría peligro de daños a los edificios adyacentes? (En capítulos posteriores se demostrará que el descenso del nivel freático bajo un edificio puede ocasionar asentamientos considerables. Resulta por ello, muy importante la cuestión de cómo y durante cuánto tiempo puede hacerse descender el nivel freático).
5. ¿Cuánto se asentaría el edificio terminado? ¿Sería uniforme este asentamiento?
6. ¿Qué esfuerzos y distribución de los mismos deberían considerarse para el proyecto de la placa de cimentación?

Ejemplo de cimentación por pilotes

La Fig. 1.5 muestra el Centro de Materiales de M.I.T., con cimentación profunda sobre pilotes. El terreno de la zona es semejante al del Centro de Estudiantes, con la importante excepción de que, en este caso, existe muy poca o ninguna arena y grava. La carga total del edificio es de 28,000 ton, compuesta por un peso muerto de 16,000 ton, y una sobrecarga de servicio de 12,000 ton. El peso muerto del Centro de Materiales es menor que el del Centro de Estudiantes, principalmente debido a que el primero está construido con materiales más ligeros mientras que la sobrecarga de servicio es mayor, por efecto de la pesada

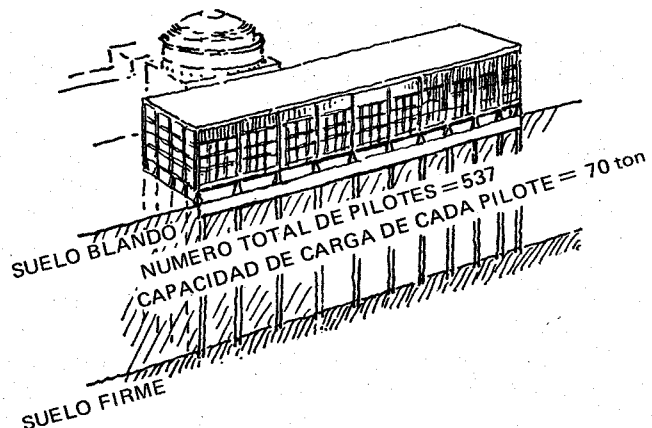


Fig. 1.5. Edificio con cimentación profunda por pilotes.

Peso del edificio	= 15,650 ton
Carga viva	= 12,200 ton
Peso máximo total	≈ 28,000 ton

maquinaria que alberga. Las tres razones principales por las cuales el Centro de Materiales se cimentó sobre pilotes apoyados en el terreno firme, en lugar de recurrir a una cimentación flotante, fueron:

1. La función a que estaba destinado el Centro de Materiales era tal, que no resultaba aconsejable que la planta baja quedara por debajo de la superficie del terreno.
2. No existía prácticamente arena y grava sobre la cual colocar la placa.
3. Los múltiples servicios subterráneos, en especial un gran túnel de vapor que atravesaba la zona, habrían hecho la construcción de la placa cara y difícil.

La cimentación elegida estaba formada por 537 pilotes, cada uno de ellos con una capacidad de carga de 70 ton. Los pilotes se construyeron perforando un taladro de longitud aproximadamente igual a los 3/4 de la altura comprendida desde la superficie del terreno hasta el suelo firme; se colocó una camisa o tubo de acero de 32 cm de diámetro en el taladro perforado hincándolo hasta el terreno firme, y a continuación se relleno dicho tubo con concreto. (El extremo del tubo se cerró con una placa de acero con el fin de evitar la entrada de tierra). Un pilote de este tipo se denomina *pilote de punta* (su punta es la que le sirve de base de apoyo; descansa sobre terreno firme, en oposición al *pilote de fricción* o flotante que moviliza la capacidad sustentante del terreno a lo largo de una gran parte de su fuste) y también *pilote colado in situ* (en oposición a un *pilote prefabricado* e hincado posteriormente). Se extrajo tierra, con ayuda de una sonda helicoidal, en las 3/4 partes de la longitud del pilote, con el fin de reducir el aumento neto de volumen, bajo la superficie del terreno, por efecto de la introducción de los pilotes. Si no se hubiera realizado esta perforación previa, la superficie del terreno en la zona edificada habría ascendido aproximadamente 0.30 m debido al volumen de los 537 pilotes. Esta elevación habría sido inadmisibles debido a que habría levantado pilotes ya colocados, resultando peligrosa por la posible perturbación de la cúpula que aparece en segundo plano en la Fig. 1.5.

Entre las cuestiones con que se enfrenta el ingeniero en el proyecto y construcción de una cimentación por pilotes están:

1. ¿Qué tipo de pilote debe emplearse?
2. ¿Cuál es la carga máxima admisible por pilote?
3. ¿Con qué separación deben colocarse los pilotes?
4. ¿Qué método de colocación debe utilizarse?
5. ¿Qué variación respecto a la vertical puede permitirse en un pilote?
6. ¿Cuál es la secuencia óptima en la colocación de pilotes?
7. ¿Tendría el hincado de pilotes alguna influencia sobre estructuras adyacentes?

Ejemplo de un terraplén sobre terreno blando

La Fig. 1.6 muestra un terraplén de 10 m de altura colocado sobre una capa de suelo blando de 9.60 m de espesor. La idea original era colocar sobre dicha zona un depósito de 15 m de diámetro y 17 m de altura, tal como

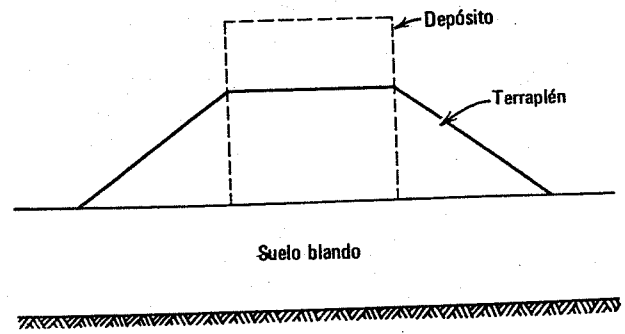


Fig. 1.6. Terraplén sobre un suelo blando.

se representa con línea de trazos en la figura. Si se hubiera colocado el depósito sobre el terreno blando, sin una cimentación especial, se habría producido un asentamiento superior a 1.50 m. Aunque un depósito metálico es una estructura flexible, un asentamiento de 1.50 m es demasiado grande para que sea admisible.

Los estudios geotécnicos realizados mostraron que una solución muy económica para el problema de la cimentación del depósito consistía en construir un terraplén, en el emplazamiento previsto, para consolidar el terreno blando, eliminando posteriormente el terraplén y colocando por último el depósito sobre el terreno consolidado. Esta técnica es lo que se denomina *precarga* o *sobrecarga* previa.

Como la precarga debía eliminarse justo antes de la construcción del depósito, situando la cimentación del mismo a la cota adecuada, la magnitud del asentamiento de la precarga no tenía gran importancia. Únicamente debía prestarse atención especial a que el terraplén no fuera tan alto que pudiera producirse una falla o rotura* por deslizamiento del terreno. Si el terraplén hubiera producido *esfuerzos tangenciales* o cortantes en el terreno, superiores a la *resistencia al corte* del mismo, se habría producido un hundimiento por deslizamiento. Esta rotura la habrían acompañado grandes movimientos del terreno, probablemente, con una gran perturbación del terreno blando y posibles daños a los depósitos próximos. Entre las cuestiones a tener en cuenta para esta obra pueden citarse:

1. ¿Qué altura podría alcanzar el terraplén?
2. ¿Con qué rapidez se podría construir el mismo?
3. ¿Cuáles serían los taludes mínimos del terraplén?
4. ¿Podría colocarse el terraplén sin emplear métodos especiales para contener o drenar el terreno blando?
5. ¿Cuánto se asentaría el terraplén?
6. ¿Durante cuánto tiempo debería dejarse el terraplén con objeto de que el terreno se consolidara lo suficiente para permitir la construcción y buen funcionamiento del depósito?

Ejemplo de levantamiento de una cimentación

El ingeniero no sólo se enfrenta con problemas referentes a asentamiento sino también con casos de movimiento

* Independientemente de la aceptación geológica, los términos "falla" y "rotura" se utilizan como traducción de *failure* en los países de habla castellana, por lo que los emplearemos indistintamente en todo el texto. (N.T.)

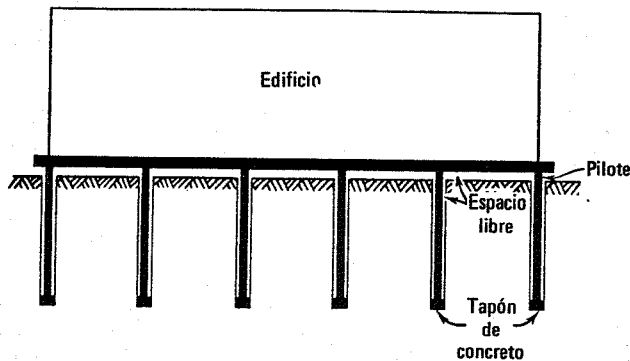


Fig. 1.7. Edificio cimentado en un terreno expansivo.

ascensional (levantamiento) de estructuras. Los problemas de levantamiento se producen cuando el terreno se expande, al disminuir la presión de las tierras que lo confinan superiormente y/o cuando aumenta la humedad del suelo. Algunos suelos, denominados *expansivos*, poseen propiedades de hinchamiento en grado relativamente elevado.

Los problemas de levantamiento o hinchamiento son bastante generales y de importancia económica en aquellos países que tienen regiones áridas, como por ejemplo Egipto, Israel, África del Sur, España, el Suroeste de los Estados Unidos y Venezuela. En tales zonas, los suelos se secan y contraen con el clima árido, hinchándose al existir nuevamente humedad. El agua necesaria puede proceder de la lluvia o drenaje o por efecto de capilaridad, cuando una capa impermeable se coloca sobre la superficie del terreno, evitando así la evaporación. Evidentemente, cuanto más ligera sea una estructura tanto más la levantará el terreno expansivo. Así pues, los problemas de hinchamiento suelen estar asociados con estructuras, ligeras como pequeños edificios (especialmente almacenes), vertedores de presas y pavimentos de carreteras.

La Fig. 1.7 muestra una estructura ligera construida en Coro, Venezuela. En la zona de Coro el terreno es muy expansivo, conteniendo el mineral denominado *montmorilonita*. Bastantes edificios de Coro han sufrido daños por levantamiento. Por ejemplo, la solera y la losa de acceso a un hotel local, situadas sobre la superficie del terreno, al sufrir un levantamiento importante, se agrietaron severamente y quedaron muy irregulares. En el edificio de la Fig. 1.7 se utilizó un sistema que evita los daños por hinchamiento del terreno, pero que resulta mucho más caro que una simple placa superficial. En primer lugar, se abrían agujeros en el suelo, donde se colocaban revestimientos de acero para formar, a continuación tapones y pilotes de concreto. Bajo el edificio y en torno a los pilotes quedaba un hueco que servía para reducir el hinchamiento del suelo (al permitir la evaporación) y, a la vez, dejaba espacio para que tal hinchamiento se produjera sin perturbación para el edificio.

El problema principal del ingeniero consistió en seleccionar el tamaño, capacidad, longitud, y separación de los pilotes. Los pilotes tenían suficiente longitud para llegar por debajo de la capa del suelo susceptible de hincharse por la presencia de humedad. La profundidad elegida era tal, que la presión de confinamiento, debida a la sobrecarga de tierras más la carga mínima del edificio, era suficiente para impedir la expansión.

1.2 EL SUELO COMO MATERIAL DE CONSTRUCCION

El suelo es el material de construcción más abundante del mundo y en muchas zonas constituye, de hecho, el único material disponible localmente. Desde el período neolítico, la tierra se ha utilizado para la construcción de monumentos, tumbas, viviendas, vías de comunicación y estructuras para retención de agua. En este apartado se describen tres estructuras construidas con tierra.

Cuando el ingeniero emplea el suelo como material de construcción debe seleccionar el tipo adecuado de suelo, así como el método de colocación y, luego, controlar su colocación en la obra. Una masa de suelo colocada por el hombre constituye un *relleno* y el proceso se suele denominar *rellenado*. Uno de los problemas más habituales en este tipo de construcción se debe a la gran diversidad de los puntos de extracción, denominados zonas de *préstamo*. Una parte esencial de la tarea del ingeniero es cerciorarse que las propiedades del material colocado correspondan a las supuestas en el proyecto, o modificar el proyecto durante la construcción, teniendo en cuenta cualquier diferencia entre las propiedades de la obra construida y las que se consideraron en el proyecto.

Ejemplo de una presa de tierra

La Fig. 1.8 es una sección transversal de una presa de tierra construida para crear un embalse. Las dos zonas principales de la presa son el *núcleo* o *corazón* de arcilla y el *pie*

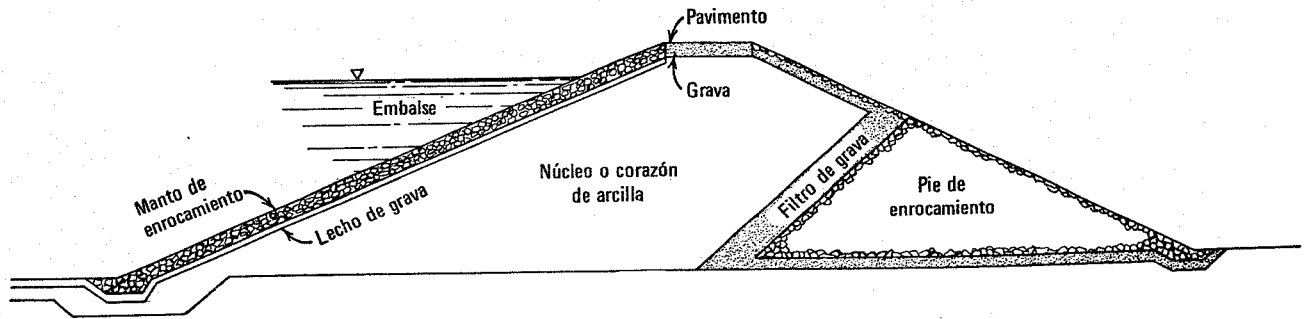


Fig. 1.8. Presa de tierra

~~de enrocamiento o escollera~~: el núcleo con su arcilla impermeable hace que las filtraciones sean escasas; y el pie de bloques de roca pesados y muy permeables, proporciona una estabilidad considerable a la presa. Entre ambas zonas se coloca un *filtro de grava* para evitar el arrastre de las partículas del suelo del núcleo hacia los huecos del enrocamiento. Entre el núcleo y el embalse se coloca un manto de bloques sobre un lecho de grava. Este manto evita la erosión del núcleo por la lluvia o el agua del embalse. El lecho de grava impide la penetración de grandes bloques de roca del manto en la arcilla. Este tipo de presa se denomina *mista o grava-arcilla* para diferenciarla de la presa de tierra *homogénea* en la que se utiliza un solo tipo de material en toda la sección.

La popularidad de las presas de tierra, en comparación con las de concreto, aumenta de manera constante por dos razones principales. En primer lugar, la presa de tierra puede resistir mejor los desplazamientos de la cimentación y de los estribos que una estructura de concreto más rígida. En segundo lugar, el costo de las obras de tierra por unidad de volumen se ha mantenido aproximadamente constante durante los últimos 50 años (el aumento del costo de la mano de obra ha sido contrarrestado por las mejoras en los equipos de movimiento de tierras), mientras que el costo del concreto ha aumentado continuamente. Por tanto, las presas de tierra tienen cada vez más aceptación.

Los tamaños relativos de cada zona en una presa de tierra y los materiales de las mismas dependen mucho de los materiales disponibles en el lugar. En el caso de la presa de la Fig. 1.8 los volúmenes respectivos de arcilla y roca que se extrajeron de la excavación para el embalse fueron prácticamente equivalentes a los que se usaron para la presa. De esta forma no se desperdició nada del material excavado. El único material escaso en la zona era la grava empleada para el filtro y el lecho de apoyo del enrocamiento. Este material se obtuvo de graveras fluviales a cierta distancia de la zona, y se transportó en camiones hasta la presa.

La construcción de la presa se realizó en toda su longitud y ancho simultáneamente; es decir, se intentó mantener la superficie de la presa aproximadamente horizontal en todas las fases de la construcción. El pie de la misma, formado por bloques de roca con tamaños desde 0.15 a 0.90 m, se vertía directamente desde los camiones y la piedra se regaba con agua a presión elevada a medida que se descargaba. La arcilla y la grava se colocaron por capas

horizontales de 0.15 a 0.30 m de espesor, regándolas hasta obtener una humedad determinada y, finalmente se compactaron, en toda la superficie, mediante rodillos.

Durante el diseño y construcción de la presa de tierra, los ingenieros civiles debieron tener en cuenta las cuestiones siguientes:

1. ¿Qué dimensiones debería tener la presa para obtener la estructura más económica y segura?
2. ¿Cuál es el espesor mínimo seguro de las capas de grava?
3. ¿Qué espesores de grava y bloques de roca serían necesarios en el manto para limitar el hinchamiento del núcleo de arcilla a un valor admisible?
4. ¿Qué humedad y método de compactación deberían emplearse en la colocación de la grava y arcilla?
5. ¿Cuáles serían las características de resistencia y permeabilidad de la presa construida?
6. ¿Cómo variaría la resistencia y la permeabilidad de la presa con el tiempo y la altura de agua en el embalse?
7. ¿Qué pérdidas por filtración podrían producirse bajo la presa y a través de la misma?
8. Si es el caso, ¿qué restricciones especiales deberían imponerse en el funcionamiento del embalse?

Ejemplo de una estructura de recuperación de tierras

En muchas partes del mundo ya no quedan lugares adecuados dónde construir. Esto resulta particularmente cierto en las instalaciones portuarias y marítimas, que, evidentemente, deben situarse en la costa. Para remediar esta escasez se realiza un número cada vez mayor de obras en las que se forman grandes sitios de construcción con relleno de tierra. El suelo para estas obras se obtiene generalmente dragándolo del cauce de un río adyacente, un lago o el fondo del mar y colocándolo en el emplazamiento deseado. Este proceso se denomina *relleno hidráulico*.

Las Figs. 1.9 y 1.10 muestran una obra realizada con éxito en el lago Maracaibo, Venezuela. Se construyó una isla artificial hincando una pantalla de pilotes de concreto que cercaba un recinto de 850 m de longitud por 60 m de anchura. A continuación se dragó tierra del fondo del lago Maracaibo, transportándola por bombeo al recinto protegido por la pantalla, hasta que el nivel del relleno

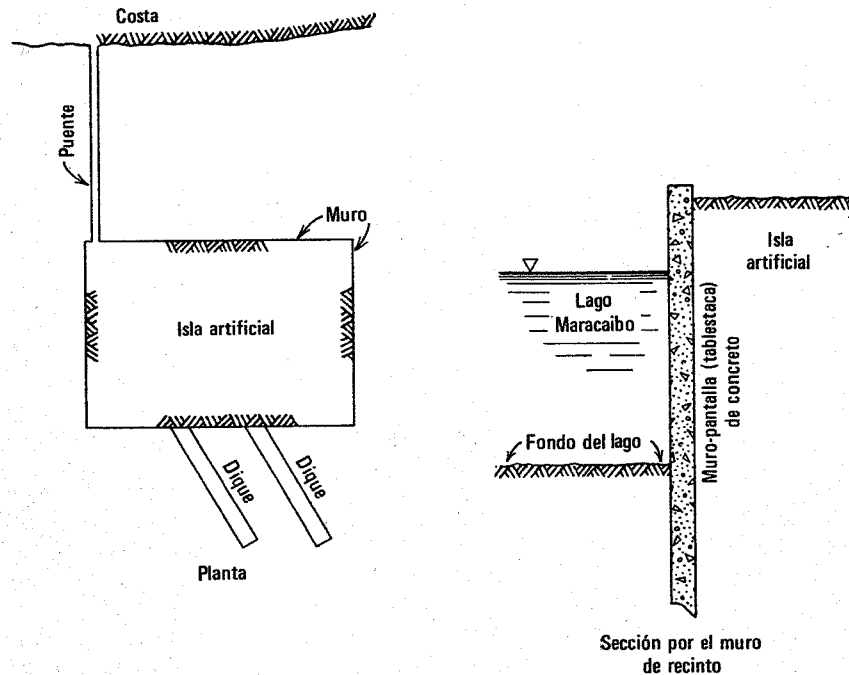


Fig. 1.9. Estación marítima construida por relleno hidráulico.

hidráulico, alcanzó la altura deseada. Se combinaron tres factores, la falta de terreno en la costa, el calado requerido para el atraque de grandes buques y la necesidad de dragar un canal en el lago, para que esta construcción de una isla artificial resultara una solución excelente para suplir las necesidades de puntos de atraque en esta zona.

Sobre la isla artificial se construyeron depósitos de almacenamiento para diversos productos derivados del petróleo. Estos productos se transportan por tubería desde la costa hasta los depósitos de la isla y después, se bombean desde éstos a los petroleros anclados en los dos atracaderos que aparecen en la Fig. 1.9.

Se realizaron numerosos sondeos de reconocimiento, en la zona a dragar, con el fin de poder estimar el tipo de relleno que se usaría para la formación de la isla. Este relleno estaba formado principalmente por arcilla en forma de terrones duros, de tamaño variable entre 2 y 15 cm, junto con un barro ligero de agua con limo y partículas arcillosas en suspensión. Al salir de la tubería de bombeo, las partículas más grandes se depositaban en primer lugar, mientras que las más finas eran arrastradas a considerable distancia de la descarga de la tubería. En un ángulo de la isla se dispuso un vertedero para permitir que volviera al lago el exceso de agua arrastrada en la operación de dragado.

Para el proyecto de esta obra, el ingeniero debió resolver entre otras, las siguientes cuestiones:

1. ¿Hasta qué profundidad debía penetrar la pantalla en el terreno de cimentación?
2. ¿Cómo debían arriostrarse lateralmente los pilotes?
3. ¿Cuál sería el método más conveniente para la colocación del relleno?, es decir, ¿cómo debía colocarse la salida de la tubería de dragado con objeto de conseguir que la parte más firme del relleno estu-

viera en los lugares donde se producirían las mayores cargas sobre la cimentación?

4. ¿Qué valores de resistencia y compresibilidad del relleno hidráulico debían emplearse para el proyecto de las cimentaciones de los depósitos, edificios e instalaciones de bombeo que se iban a colocar en la isla?
5. ¿Dónde se depositarían los finos del suelo que salían del recinto de la isla por encima del vertedero?

Ejemplo de pavimento de carretera

Uno de los usos más comunes y extendidos del suelo como material de construcción es en pavimentos (*) de

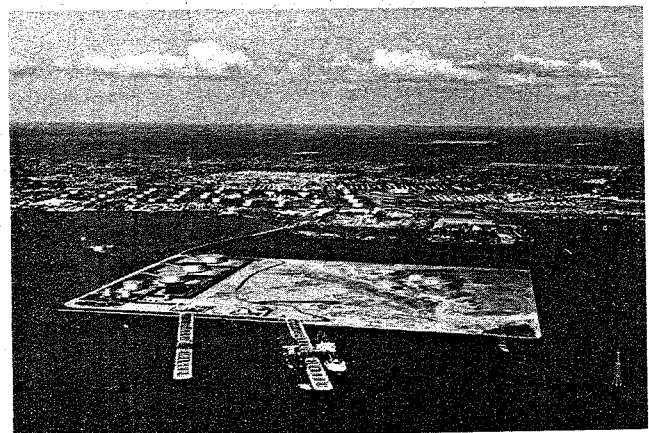


Fig. 1.10. Estación marítima La Salina (cortesía de Creole Petroleum Corporation).

* En algunos países es más habitual hablar de firmes. (N.T.)

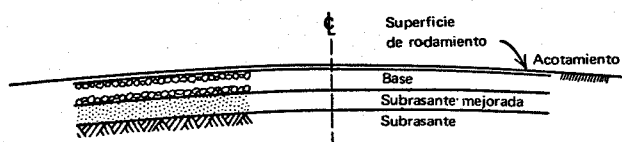


Fig. 1.11. Pavimento de carretera.

carreteras y aeropuertos. Los pavimentos pueden ser flexibles o rígidos. La función principal de un pavimento flexible es repartir las cargas de rueda concentradas en una superficie suficientemente grande para que no se produzcan esfuerzos excesivos sobre el terreno de cimentación. El pavimento rígido, formado por una losa de concreto armado posee suficiente resistencia a flexión para hacer de puente sobre las partes blandas de la cimentación. El pavimento más adecuado para cada caso particular depende de la naturaleza del terreno, de los materiales de construcción disponibles y de las funciones de la carretera.

La Fig. 1.11 muestra un pavimento flexible de carretera proyectado para 100 pasadas por día y por carril de un vehículo con una carga máxima por rueda de 6,750 kg. El pavimento elegido está formado por una *subrasante mejorada*, conseguida al compactar los 15 cm superiores del terreno natural; una *capa de base* formada por 15 cm de suelo del lugar, estabilizado con un 7% en peso de cemento portland y regado hasta la humedad conveniente el cual se compactó posteriormente; y una *superficie de rodamiento* constituida por 5 cm de mezcla asfáltica fina, en caliente.

En general, la base de un pavimento está formada por grava o piedra triturada. En el desierto en que se construyó el pavimento de la Fig. 1.11 había escasez de grava, pero existía gran abundancia de arena de médano. En este caso fue más económico mejorar las propiedades de la arena local (*estabilización*) que transportar grava o piedra desde distancias mayores. El agente estabilizante más económico y el método de ejecución de la base estabilizada se definieron, a partir de un programa de pruebas o ensayos de laboratorio, considerando diversos productos y métodos constructivos.

En el proyecto y construcción de esta carretera, el ingeniero debió tener en cuenta las siguientes cuestiones:

1. ¿Qué espesores deberían darse a las distintas capas del pavimento para soportar las cargas previstas?
2. ¿Qué porcentaje óptimo de producto estabilizante debería emplearse con la arena de médano?
3. ¿Es aceptable la arena de médano para la mezcla asfáltica?
4. ¿Qué tipo y qué porcentaje de asfalto proporcionaría el pavimento más económico y satisfactorio?
5. ¿Qué tipo y grado de compactación debería aplicarse?

1.3 TALUDES Y EXCAVACIONES

Cuando la superficie del terreno no es horizontal existe una componente del peso que tiende a provocar desliza-

mientos del suelo, como se aprecia en el diagrama de fuerzas de la Fig. 1.12a. Si, a lo largo de una superficie potencial de deslizamiento, los esfuerzos tangenciales debidos al peso propio o a cualquier otra causa (como agua de filtración, peso de una estructura o de un terremoto) superan la resistencia al corte del suelo, se produce un deslizamiento de una parte del terreno. Existen muchos casos en los taludes naturales, terraplenes compactados y excavaciones, en que el ingeniero debe estudiar la estabilidad de un talud, comparando los esfuerzos tangenciales con la resistencia al corte a lo largo de una superficie de deslizamiento potencial, es decir, deberá realizar un *cálculo de estabilidad*.

La Fig. 1.12a muestra un talud natural sobre el cual se ha construido un edificio. El incremento de esfuerzos tangenciales provocado por el edificio y la posible disminución de la resistencia al corte del terreno por el agua infiltrada desde aquél puede ocasionar una falla del talud, el cual pudo ser estable durante muchos años antes de la construcción. Deslizamientos de este tipo son frecuentes en la zona de Los Angeles, Cal.

La presa de tierra que aparece en la Fig. 1.8 tiene un núcleo de tierra compactado cuya estabilidad fue necesario estudiar. Durante el proyecto de esta presa se compararon los esfuerzos tangenciales con la resistencia al corte para diversas superficies potenciales de deslizamiento que pasan por el núcleo arcilloso.

Las Figs. 1.12b y c muestran excavaciones para un edificio y una conducción. La excavación para el edificio es una *excavación apuntalada* o entibada y la de la conducción es una *excavación sin apuntalar*, en zanja. Al proyectar debe comprobarse que no se supera la resistencia al corte del talud, ya que esto daría lugar a un derrumbe hacia el interior.

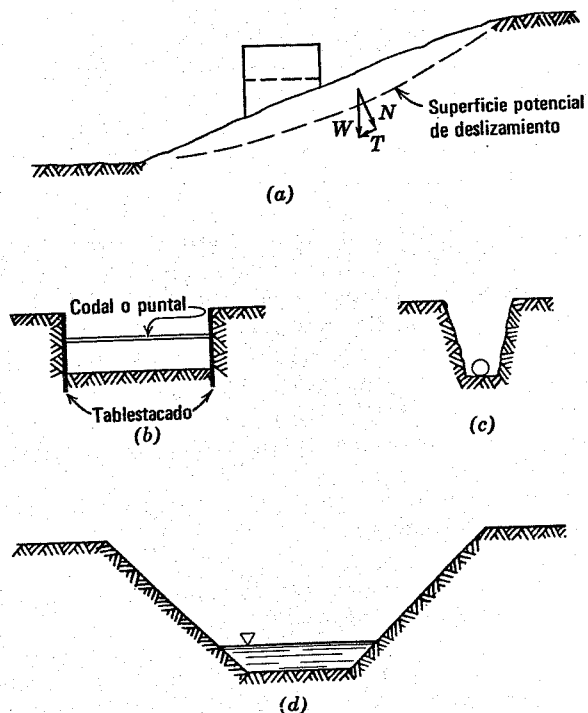


Fig. 1.12. Taludes y excavaciones. a) Talud natural. b) Excavación para un edificio. c) Zanja para una conducción. d) Canal.

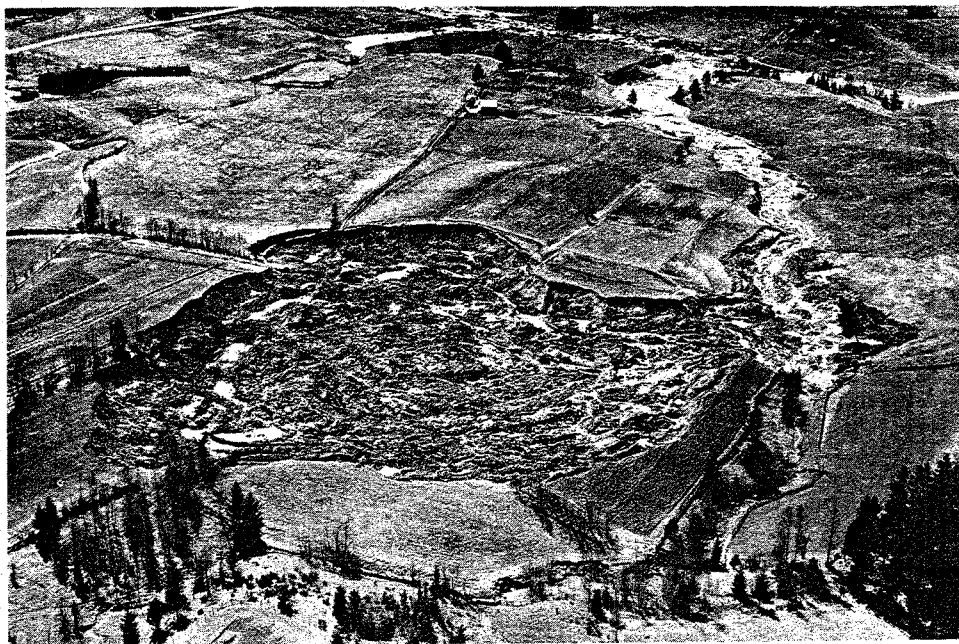


Fig. 1.13. Deslizamiento en arcilla marina muy sensible (*quick clay*) (cortesía de Laurits Bjerrum).

La Fig. 1.12d muestra el esquema de un canal. Generalmente los canales se construyen excavando el terreno natural, aunque a veces se construyen con bordos compactados. Los taludes laterales del canal deben tener suficiente seguridad contra un deslizamiento del tipo ya descrito y contra los efectos del agua que circula por el interior. Si no se dispone de una protección adecuada contra la corriente de agua, los costeros del canal pueden sufrir erosión, lo cual hace necesario eliminar continuamente el azolve del canal y puede originar un deslizamiento general de los taludes.

La Fig. 1.13 muestra un espectacular corrimiento de un talud natural en *arcilla sensible* (*). La arcilla sensible procede de un depósito marino lixiviado posteriormente por el agua freática. La eliminación de las sales de los poros del suelo causa una gran pérdida de resistencia a cualquier perturbación de este suelo. El terreno del deslizamiento de la Fig. 1.13 habría sido lavado durante miles de años hasta que su resistencia fue insuficiente para soportar el talud natural. Cualquier excavación al pie del talud o la adición de cargas habría acelerado el deslizamiento. Deslizamientos de este tipo son frecuentes en Escandinavia y Canadá.

Canal de Panamá

La Fig. 1.14 muestra uno de los canales más famosos del mundo, el Canal de Panamá. La excavación para el Canal de Panamá comenzó en febrero de 1883, por una compañía francesa que pretendía construir un canal al nivel del mar a través del istmo de Panamá, uniendo los océanos Atlántico y Pacífico. La excavación avanzó lentamente hasta el final de 1899, en el que los trabajos se

* *Quick clay*. También se denominan "arcillas susceptibles". (N.T.)

interrumpieron, debido a cierto número de problemas de ingeniería y a las penosas condiciones de trabajo.

En 1903, los EE.UU., firmaron un tratado con Colombia que le garantizaba a ese país los derechos para la construcción, explotación y control del Canal de Panamá. Este tratado fue recusado posteriormente por el Gobierno colombiano. Como consecuencia de la rebelión en Panamá y su secesión de Colombia, los EE.UU., firmaron un tratado con Panamá en 1903 para el control de la zona del Canal a perpetuidad.

Los ingenieros que estudiaron el proyecto presentaron dos soluciones: a) un canal con esclusas, cuyo costo se estimaba en 147 millones de dólares y cuya construcción duraría unos 8 años y b) un canal al nivel del mar, con 250 millones de dólares de presupuesto y una duración de construcción de 12 a 15 años. El Congreso eligió el canal elevado con esclusas, y la construcción comenzó en 1907 y acabó en 1914. El costo real de la obra fue de 380 millones de dólares.

El Canal tiene una longitud de 82.5 km de un océano a otro, habiendo requerido una excavación total de 315.000,000 m³, de los cuales 129.000,000 m³ procedían del corte Gaillard que aparece en la Fig. 1.14. El ancho mínimo del Canal fue inicialmente de 90 m (en la zona de Gaillard), ensanchándose posteriormente a unos 150 m. El calado mínimo del Canal es de 11.10 m (en el puerto de Balboa, en la bajamar).

Durante la construcción se produjeron numerosos deslizamientos, especialmente en la formación de la Cucaracha, una lutita muy blanda. (Los deslizamientos fueron la causa del elevado costo de la construcción). El Canal se abrió al tráfico en agosto de 1914; sin embargo, los deslizamientos cegaron el Canal en varias ocasiones, durante períodos desde unos pocos días hasta siete meses. El último cierre fue en 1931, aunque desde entonces, en varias

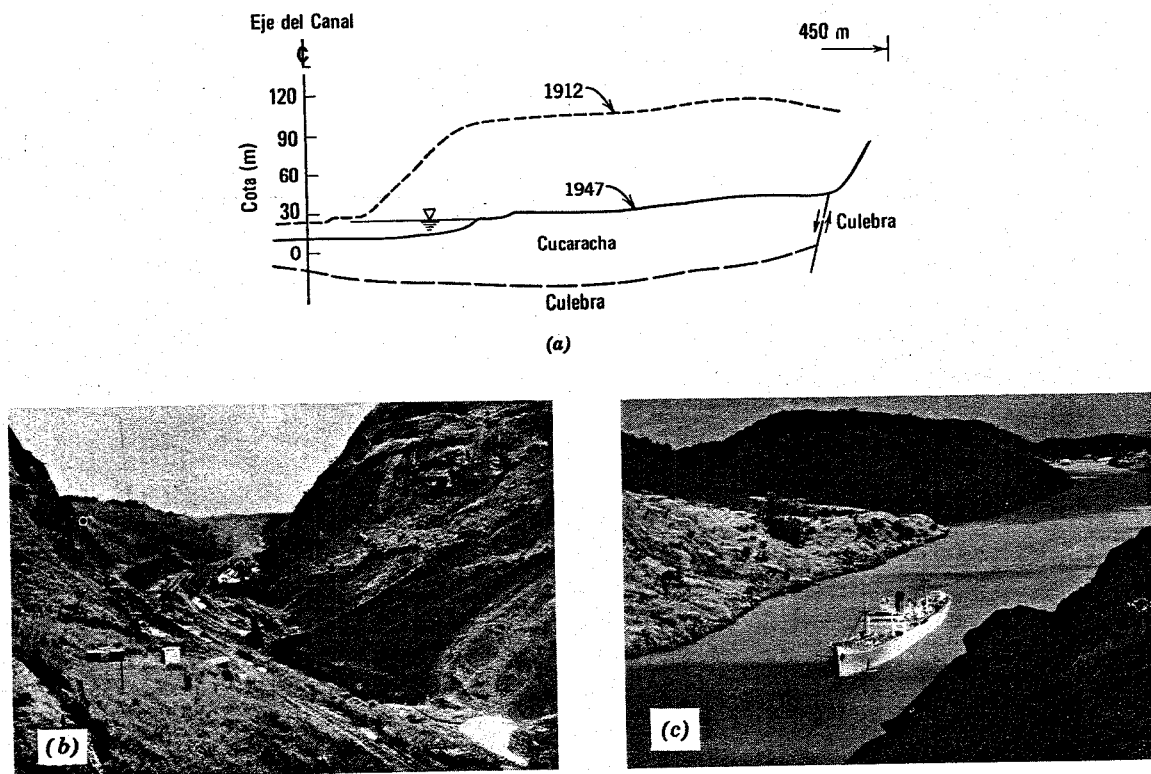


Fig. 1.14. Canal de Panamá. a) Sección del deslizamiento de Culebra (Parte Este). b) Deslizamiento de Cucaracha en agosto de 1913. c) Barco navegando por el Canal en 1965.

ocasiones se han producido obstrucciones. La eliminación del suelo arrastrado en los deslizamientos y la erosión aún requieren actualmente un mantenimiento constante mediante dragas. En una zona los taludes laterales se están desplazando hacia el Canal a una velocidad de 8.40 m por año.

Las características de resistencia a largo plazo de las lutitas blandas que constituyen las márgenes del Canal de Panamá, plantean al ingeniero un problema acuciente. Dado que los deslizamientos a lo largo del Canal parecen estar relacionados con las fracturas de las rocas y con características geológicas especiales, el estudio de los taludes en estos materiales no se pueden hacer únicamente a partir de consideraciones teóricas y pruebas de laboratorio. La solución de este tipo de problemas depende, en gran parte, de un buen conocimiento de la geología y hace resaltar la importancia que la geología puede tener en la práctica de la ingeniería civil.

1.4 ESTRUCTURAS ENTERRADAS Y DE RETENCIÓN

Cualquier estructura construida bajo la superficie del terreno está sometida a las fuerzas que ejerce el suelo en contacto con la misma. El proyecto y construcción de estructuras enterradas o de sostenimiento constituye una faceta importante de la ingeniería civil. En las páginas anteriores ya se han presentado ejemplos de estructuras de este tipo; entre ellas están los pilotes metálicos colocados para la cimentación de la Fig. 1.2, los muros de cerramiento de la parte enterrada de los edificios que aparecen

en las Figs. 1.4 y 1.5, la pantalla de concreto que sirve de recinto a la isla artificial de la Fig. 1.9 y el apuntalamiento de la excavación que muestra la Fig. 1.12b. Otros ejemplos habituales son los túneles de ferrocarril o carretera, los edificios subterráneos como centrales hidroeléctricas, las obras de drenaje, los muros de retención y los oleoductos.

La determinación de las fuerzas que actúan sobre una estructura enterrada no se puede hacer en forma correcta, considerando únicamente la estructura o el terreno circundante, ya que el comportamiento de aquella dependerá del comportamiento de éste. Por tanto, el ingeniero debe tener conocimientos sobre la interacción suelo-estructura para proyectar adecuadamente las estructuras sometidas a cargas de tierras.

Ejemplo de estructura de retención o sostenimiento

Un tipo habitual de estructura de retención es el *tablestacado anclado*, que aparece en la Fig. 1.15. Al contrario de un *muro de gravedad*, el cual tiene una amplia base en contacto con el terreno de cimentación y peso suficiente para que exista una fricción entre el suelo y la base del muro que evite un desplazamiento lateral excesivo del mismo, el tablestacado anclado debe su estabilidad a la penetración en el terreno de cimentación y a un sistema de anclaje próximo a su parte superior.

El tablestacado representado en la Fig. 1.15 se construyó como parte de un muelle de carga. Los buques atracan a lo largo del muelle y se cargan con los productos almacenados en la superficie de éste. La carga se realiza

mediante una grúa que se mueve sobre carriles paralelamente al tablestacado.

Para determinar la sección transversal y la longitud del tablestacado, el ingeniero debe calcular los esfuerzos ejercidos por el suelo sobre el muro (*presiones laterales*). La distribución de estas presiones a lo largo del muro depende, en gran parte, de los desplazamientos laterales que se producen en el terreno situado junto al mismo, y, a su vez, estas deformaciones dependen de la rigidez del tablestacado: un problema de interacción suelo-estructura.

La elección de la longitud y sección de las tablestacas y el proyecto de un sistema de anclaje es únicamente una parte del problema. También ha de tenerse en cuenta la estabilidad de todo el sistema frente a una falla general, en la que la superficie de deslizamiento podría pasar a través del relleno de tierras y bajo el extremo inferior del tablestacado. Este tipo de estabilidad general puede constituir un problema mucho más grave en el caso de tablestacas ancladas que el proyecto del propio tablestacado.

Las siguientes cuestiones deben tenerse en cuenta para el proyecto de un tablestacado anclado:

1. ¿Qué tipo de tablestacado debe emplearse (material y sección transversal)?
2. ¿A qué profundidad debe penetrar el tablestacado en el terreno delante del mismo?
3. ¿A qué altura debe situarse el anclaje?
4. ¿Qué longitud debe darse al mismo?
5. ¿Qué sistema de anclaje debe emplearse en el extremo de la barra? (Un método de anclaje es emplear un gran macizo de concreto, o *muerto*. Otro sistema consiste en una serie de pilotes incluyendo algunos pilotes *inclinados*).
6. ¿Cuál es la distribución de presiones sobre el tablestacado?

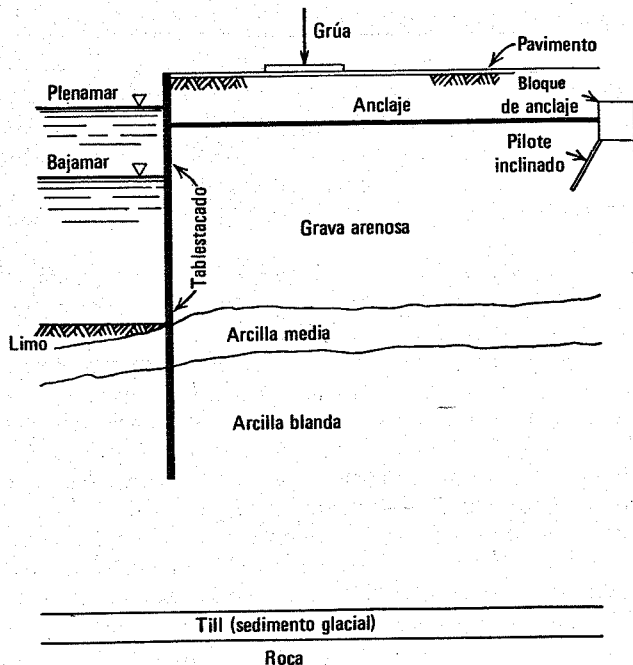


Fig. 1.15. Tablestacado anclado.

7. ¿Qué tipo de drenaje debe colocarse para evitar que se desarrolle una importante presión hidrostática diferencial a ambos lados del tablestacado?
8. ¿Cuál es la mínima distancia permisible entre el tablestacado y la grúa cargada? (59,000 kg de carga total).
9. ¿Qué limitaciones, si proceden, deben imponerse al almacenamiento de cargas sobre la superficie sostenida por el tablestacado?

Ejemplo de tubería enterrada

Con frecuencia se debe enterrar una tubería bajo un terraplén elevado de ferrocarril o carretera. Debido al rápido crecimiento de la industria de tuberías y a la construcción de importantes carreteras, ha aumentado grandemente el número de instalaciones, de tuberías enterradas. Estas tuberías suelen ser de una chapa delgada de metal o plástico, denominadas *tuberías flexibles* o de una pared gruesa de concreto armado, denominadas *tuberías rígidas*.

Existen muy pocos casos en los que las tuberías enterradas se hayan roto por aplastamiento bajo las cargas exteriores aplicadas. La mayor parte de las roturas producidas han estado asociadas con: a) ejecución defectuosa; b) cargas de construcción superiores a las del proyecto y c) flexión de la tubería por asentamientos de la cimentación o hundimiento. Ante los excelentes datos de comportamiento de muchos miles de tuberías enterradas, la conclusión obligada es que los métodos de proyecto y construcción que se utilizan habitualmente producen instalaciones con un amplio margen de seguridad. Sin embargo, se ha publicado escasa información referente a la seguridad real de estas instalaciones y a su grado de sobredimensionamiento, lo que ha podido ocasionar un gran despilfarro de dinero.

La Fig. 1.16 muestra la instalación de dos tuberías de acero, de 760 mm de diámetro cada una, con un espesor de pared de 9.5 mm, enterradas bajo un terraplén de 24 m de altura en su eje. Con el método analítico que se emplea usualmente, se obtuvo un valor de 19 cm para la máxima flecha o deflexión del tubo. La práctica habitual indica un valor del 5% del diámetro del tubo, es decir, 38 mm para un diámetro de 760 mm, como máxima deflexión admisible.

En esta fase de la obra, se realizaron pruebas en laboratorio e *in situ* sobre las tuberías instaladas. Empleando los datos sobre características del suelo obtenidas en estas pruebas, se llegó al cálculo de una deflexión de la tubería de 8 mm, valor perfectamente seguro. El valor máximo de la deflexión de la tubería medido realmente fue de sólo 4.3 mm. Estas deflexiones indican la ventaja de una instalación controlada (así como la inexactitud de los métodos habitualmente empleados para estimar las deformaciones de tuberías enterradas).

El método de colocación de las tuberías se indica en la Fig. 1.16 y comprende las siguientes fases: realización del relleno hasta la cota de la parte superior de las tuberías; excavación de una zanja para las tuberías; conformación a mano de una cama de asiento para cada tubería, adecuada a la curvatura de la misma; relleno bajo condiciones cuidadosamente controladas para conseguir un terreno compac-

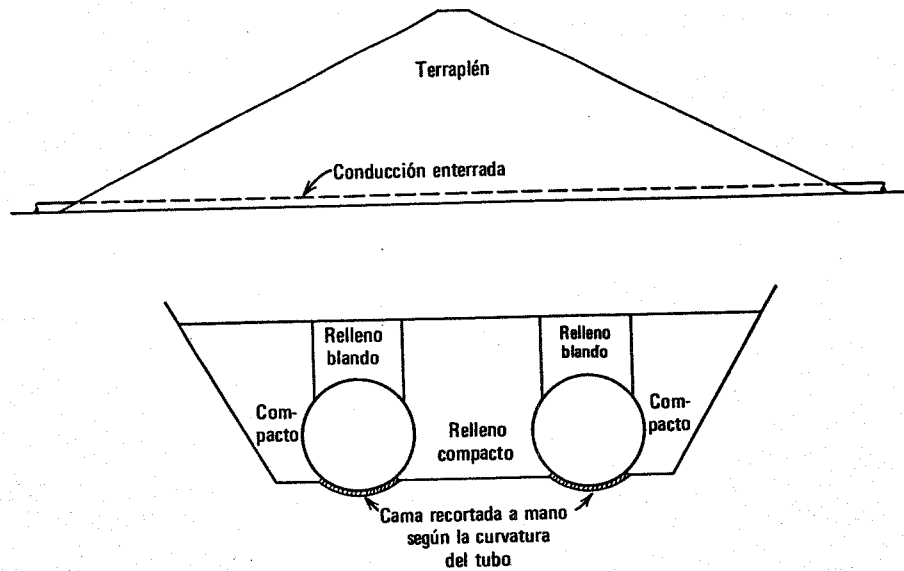


Fig. 1.16. Tuberías enterradas.

to en las partes laterales y una zona blanda encima de cada tubo.

Los rellenos laterales compactos proporcionan a las tuberías, un apoyo lateral resistente, reduciendo así su deformación lateral. Las zonas blandas tienden a provocar que la parte del terraplén situada directamente sobre las tuberías se asiente más que el resto, transmitiendo así parte de la carga vertical al terreno situado fuera de la zona de emplazamiento de las tuberías; es el fenómeno denominado *arqueo* o efecto de arco.

Como la carga vertical sobre las tuberías depende de la altura del terraplén, se puede esperar que el asentamiento de las tuberías sea máximo en el centro del terraplén. Así ocurrió en el ejemplo citado, en el cual el asentamiento fue de 17 cm en el eje del terraplén y de sólo 1 cm en los extremos del mismo. La tubería de acero flexible, de más de 100 m de longitud, podía resistir fácilmente una flecha de 16 cm.

En este proyecto el ingeniero tuvo que seleccionar el espesor de las paredes de la tubería y dirigir y supervisar la colocación de las mismas.

1.5 PROBLEMAS ESPECIALES DE INGENIERIA DE SUELOS

En los apartados anteriores se han comentado e ilustrado algunos problemas habituales de la ingeniería civil en los que interviene la mecánica de suelos. Existen además muchos otros tipos de problemas de suelos que, aunque menos usuales, también son importantes. En esta sección citaremos algunos de ellos con objeto de dar una sinopsis más completa de la gama de problemas en los que resulta útil la mecánica de suelos.

Vibraciones

Algunos suelos granulares se pueden compactar fácilmente mediante vibraciones. Los edificios que descansan

sobre tales suelos pueden sufrir asentamientos importantes, debido a la vibración de la maquinaria que se instale en ellos, tales como grandes compresores y turbinas. Los efectos de la vibración pueden ser muy graves, cuando la frecuencia de la vibración coincide con la frecuencia natural del terreno. Al advertir que las vibraciones pueden causar asentamientos perjudiciales en una estructura particular, el ingeniero puede elegir entre varios métodos para evitarlas. Puede aumentar la masa de la cimentación, variando así su frecuencia, o compactar e inyectar el suelo, alterando de este modo su frecuencia natural y/o su compresibilidad.

Explosiones y terremotos

Desde hace mucho tiempo, los ingenieros se han interesado en las ondas originadas por voladuras de cantera y otras explosiones realizadas con fines constructivos y sus efectos sobre las estructuras. Se ha encontrado que el terreno, a través del cual pasan tales ondas, tiene una gran influencia sobre las vibraciones que alcanzan los edificios próximos.

Este problema ha alcanzado una dimensión totalmente nueva, debido al descubrimiento de los explosivos nucleares. La técnica militar se ha interesado cada vez más en el proyecto de instalaciones subterráneas que puedan perdurar después de sufrir una explosión nuclear muy próxima. La Comisión de Energía Atómica ha establecido el programa "Plowshare" para considerar los usos pacíficos de las explosiones nucleares, como la excavación de canales o trincheras de carreteras. La posibilidad de excavar un canal a nivel del mar, en Panamá, por tales métodos ha recibido una atención especial y ha planteado una nueva serie de cuestiones, como la estabilidad de los taludes formados por un proceso de voladura nuclear.

Problemas semejantes se plantean a causa de los terremotos. El tipo de suelo sobre el que descansa un edificio y el tipo de cimentación del mismo influye en la magni-



Fig. 1.17. Depósito para almacenamiento de petróleo (cortesía de Creole Petroleum Corporation).

tud de los daños que puede sufrir un edificio durante un terremoto. Los posibles efectos de los terremotos sobre las presas han recibido últimamente mucha atención. El terremoto de 1964, en Alaska, originó uno de los deslizamientos de tierras más grandes que se conocen.

El almacenamiento de fluidos industriales en depósitos de tierra

En la sección 1.2 se describió una estructura de tierra para la retención de agua. Debido a que la tierra es un material de construcción corriente y barato, es de gran utilidad para la construcción de embalses y depósitos para almacenar agua o fluidos industriales. Una de las aplica-

ciones más exitosas de esta técnica ha sido el depósito de tierra para el almacenamiento de aceites combustibles que aparece en la Fig. 1.17. Esta estructura, de una capacidad de 1.310,000 m³, se construyó por la décima parte del costo de una serie de depósitos convencionales de acero, ahorrándose así aproximadamente 20 millones de dólares. Debido a la tensión interfacial entre el agua y ciertos fluidos industriales, el suelo de grano fino compactado y húmedo puede emplearse para el almacenamiento, sin que se produzcan fugas ni filtraciones.

Otro ejemplo de esta aplicación particular son los depósitos para el almacenamiento de gas licuado a bajas temperaturas. Se han construido depósitos en tierra para el almacenamiento de propano licuado a -42°C y para gas natural licuado a -160°C. Al introducir un líquido a temperatura tan baja en un suelo húmedo se congela el agua intersticial de éste. Si el suelo tiene suficiente agua para que no queden canales de aire intercomunicados, el suelo se hace impermeable, tanto para el líquido como para el gas, una vez congelada el agua intersticial.

Helada

Debido a que ciertos suelos, bajo determinadas condiciones, se dilatan al congelarse, el ingeniero se enfrenta con problemas de *expansiones por efecto de la helada*. Cuando suelos *susceptibles* a la helada están en contacto con la humedad y experimentan temperaturas de congelación pueden absorber agua y sufrir una expansión muy importante. La Fig. 1.18 ilustra espectacularmente la magnitud del hinchamiento que un suelo puede presentar en condiciones ideales. Este hinchamiento ejerce fuerzas suficientemente grandes como para desplazar y agrietar estructuras adyacentes, creando serios problemas en época

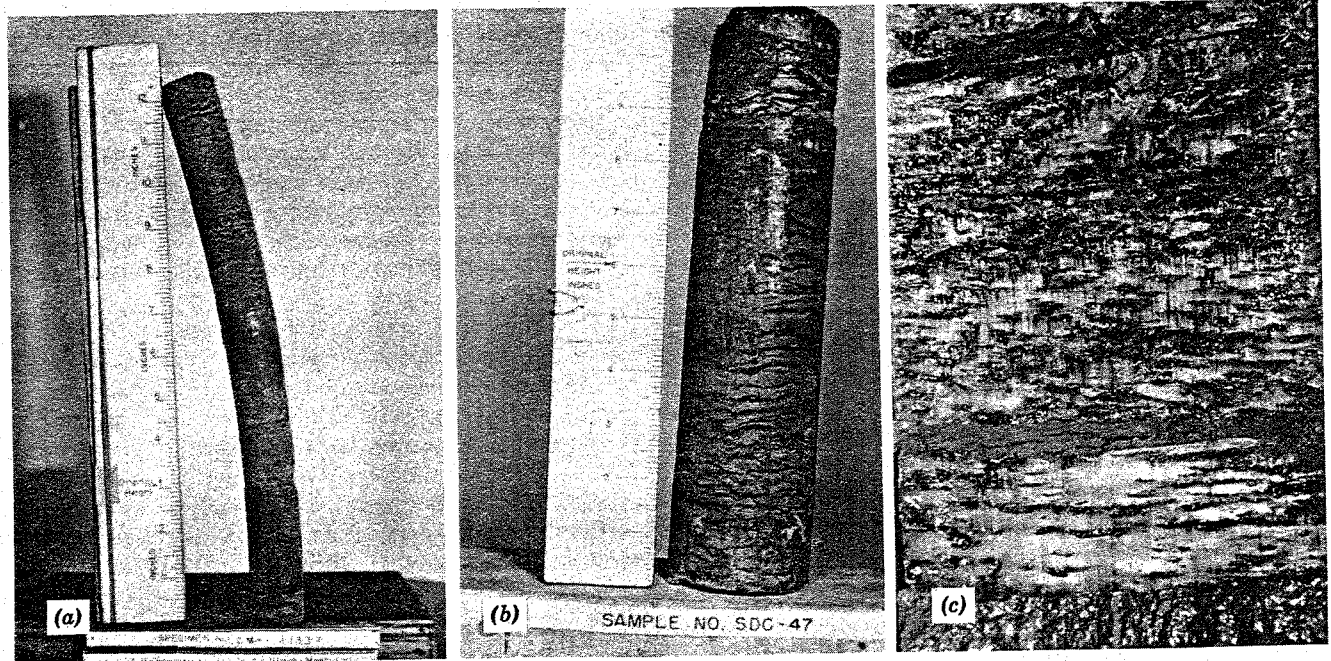


Fig. 1.18. Hinchamiento por la helada. a) Muestra cuya altura aumentó de 7.8 a 32 cm al helarse. b) Muestra con hinchamiento desde 15 a 30 cm. c) Detalle de un suelo helado. (Fotografías reproducidas por cortesía de C. W. Kaplar del U. S. Army CRREL).

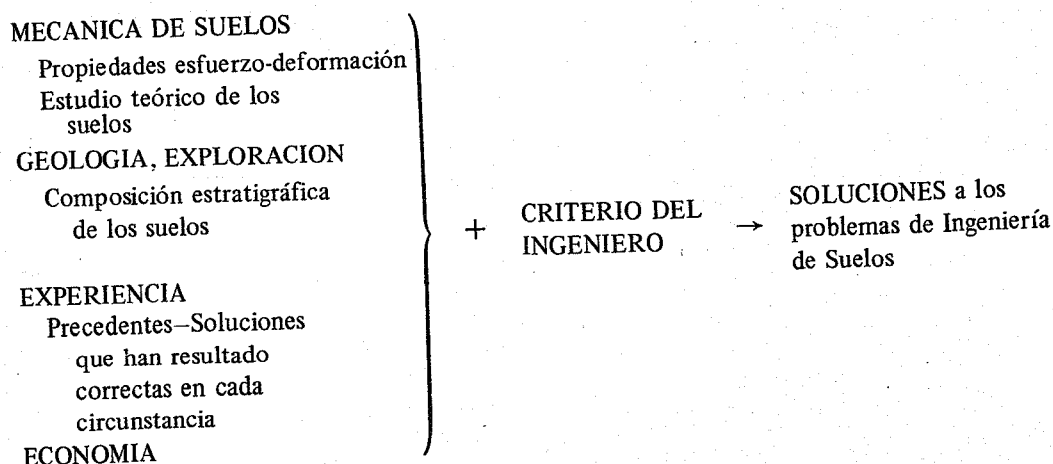


Fig. 1.19. Proceso de resolución de los problemas de Mecánica de Suelos planteados en Ingeniería Civil.

de deshielo, por el exceso de humedad. La descongelación de suelos helados suele proceder desde la superficie hacia abajo. El agua de fusión de hielo no puede ser evacuada hacia el terreno inferior helado, con lo cual queda atrapada, reblandeciendo el suelo. El desplazamiento de centrales frigoríficas y pistas de patinaje es un ejemplo interesante de este fenómeno, pero es más importante y extendido el daño producido a pavimentos de carretera en las zonas del mundo que alcanzan las temperaturas de congelación. Los hinchamientos por la helada y los baches que se producen en el deshielo ocasionan numerosos inconvenientes y gastos en muchas zonas del Norte de los EE.UU., como Nueva Inglaterra.

El ingeniero que proyecta carreteras y pistas de aeropuertos en zonas con peligro de heladas debe seleccionar una combinación de drenaje y materiales de base que impida la expansión por la helada, o proyectar el pavimento que resista el reblandecimiento del suelo que ocurre en primavera, al fundirse el hielo.

Hundimientos regionales

La extracción en gran escala de petróleo y agua del terreno puede producir asentamientos importantes en una zona muy extensa. Por ejemplo, una zona de 41.5 km² en Long Beach, California, ha sufrido asentamientos debidos a la extracción del petróleo, con un asentamiento máximo hasta la fecha de 7.50 m. A consecuencia de ello, en el astillero naval adyacente a la zona asentada ha habido que construir malecones especiales para protegerse del mar, y reconstruir los diques secos. La ciudad de México ha llegado a asentarse hasta 9 m desde comienzos del siglo XX como resultado de la extracción de agua para usos domésticos e industriales. El primer paso para reducir este hundimiento regional es localizar las tierras que se comprimen al extraer los fluidos, y estudiar métodos para sustituir los volúmenes retirados.

1.6 LA RESOLUCION DE LOS PROBLEMAS DE INGENIERIA DE LOS SUELOS

Hasta aquí, se han descrito en este capítulo algunos de los problemas que encuentra el ingeniero civil en la cons-

trucción sobre o en el interior del terreno y en obras de tierra. La resolución adecuada de cada problema supone casi siempre una combinación de la mecánica de suelos y de uno o más de los factores citados en la Fig. 1.19.

La geología ayuda al ingeniero, ya que el método de formación de una masa de suelo influye en el tamaño, forma y comportamiento del mismo. La exploración ayuda a establecer los contornos de un depósito y permite al ingeniero la selección de muestras para pruebas de laboratorio. La experiencia, en el sentido que se le da aquí, no sólo significa *hacer*, sino además *valorar* los resultados de lo que se hizo. Así pues, cuando el ingeniero hace un proyecto o resuelve un problema de suelos e interpreta los resultados a partir de medidas *in situ*, ha adquirido experiencia. En general, se hace gran énfasis en la parte operativa de la experiencia y muy poco en la interpretación de los resultados de las obras realizadas. El ingeniero competente debe continuar mejorando su caudal de experiencia, comparando el comportamiento previsto de una estructura con el comportamiento real.

La economía es un factor importante en la selección de la mejor solución entre las posibles. Aunque la valoración económica detallada de una obra particular depende de los precios unitarios en la zona en que se va a construir, ciertas ventajas económicas de un determinado método sobre otro pueden destacarse de las características propias de cada método.

Este libro trata sólo una componente del proceso de resolución de los problemas de ingeniería de suelos: la *mecánica de suelos*, ciencia básica para la resolución del problema. El lector debe tener presente que la ciencia por sí sola no puede resolver estos problemas.

Casi todos los problemas de suelos son, en alto grado, estáticamente indeterminados. Aún es más importante el hecho de que los depósitos de suelos naturales presentan cinco características que originan complicaciones:

1. Un suelo no posee una relación lineal o única de esfuerzo-deformación.
2. El comportamiento del suelo depende de la presión, tiempo y del medio físico.
3. El suelo es diferente, prácticamente, en cada lugar.

4. En casi todos los casos la masa de suelo que interviene en un problema está bajo la superficie y no puede observarse en su totalidad, sino que se debe estudiar a partir de pequeñas muestras obtenidas en puntos localizados.
5. La mayoría de los suelos son muy susceptibles a alterarse, debido a la toma de muestras, por lo que el comportamiento medido en pruebas de laboratorio puede ser diferente del del suelo *in situ*.

Estos factores se combinan para hacer que cada problema de suelos sea particular y, para todos los efectos prácticos, imposible de una solución exacta.

La mecánica de suelos puede proporcionar soluciones para un modelo matemático. Debido a la naturaleza y diversidad de los suelos y a las condiciones de contorno o frontera desconocidas, puede ser que el modelo matemático no represente exactamente el problema real. Al avanzar la construcción y, a medida que se adquiere más información, las propiedades del suelo y las condiciones de contorno se pueden rectificar, modificando adecuadamente la solución del problema.

La interpretación de datos insuficientes y contradictorios, la selección de los parámetros del suelo, la modificación de una solución, etc. requieren experiencia y gran intuición, es decir, el criterio del ingeniero. Si bien para la

buena práctica profesional, es esencial poseer un amplio conocimiento de mecánica de suelos, este criterio suele ser la característica que distingue a los ingenieros más destacados.

PROBLEMAS

1.1 Cite tres casos de importancia nacional o internacional en los que haya intervenido la mecánica de suelos (por ejemplo, los amplios daños producidos por el terremoto de Alaska en 1964).

1.2 Describa el tipo de cimentación empleado en un edificio construido recientemente en la zona donde usted reside. Enumere las razones obvias por las que se haya seleccionado este tipo de cimentación.

1.3 Partiendo de su experiencia personal, describa brevemente un proyecto de ingeniería en el cual influyó notablemente la naturaleza del terreno encontrado en el emplazamiento de la obra.

1.4 Cite varias características del terreno y de una estructura por las cuales se prefiere una cimentación por pilotes a una cimentación superficial.

1.5 Enumere las dificultades que pueden esperarse debido a los amplios asentamientos del Palacio de Bellas Artes que aparece en la Fig. 1.3.

1.6 Indique las ventajas e inconvenientes de una cimentación flotante.

CAPITULO 2

Introducción al comportamiento del suelo

En este capítulo se presenta una ojeada preliminar e intuitiva del comportamiento de un suelo homogéneo. Se pretende dar al lector una idea general de la forma en que el comportamiento del suelo difiere del de otros materiales ya estudiados en mecánica de sólidos y fluidos, indicando también las bases de la organización temática del libro. Para presentar claramente las diversas facetas del comportamiento del suelo, se deja para capítulos posteriores el estudio de los casos particulares, las excepciones y los detalles.

2.1 EL SUELO COMO SISTEMA DE PARTICULAS

Si examinamos un puñado de arena de playa, se advierte a simple vista que el suelo se compone de granos independientes. Lo mismo puede decirse de todos los suelos, aunque muchas partículas de suelos son tan pequeñas que se requieren las técnicas microscópicas más refinadas para distinguirlas. Las partículas discretas que constituyen un suelo no están unidas tan fuertemente como los cristales de un metal y por tanto pueden moverse con relativa libertad, unas respecto a otras. Las partículas de suelo son sólidas y no se pueden mover con la misma facilidad que los elementos de un fluido. Así pues, el suelo es intrínsecamente un sistema de partículas. Esta es la propiedad básica que distingue la mecánica de suelos de la mecánica de sólidos y fluidos. De hecho, la ciencia que trata el comportamiento esfuerzo-deformación del suelo puede denominarse *mecánica de sistemas de partículas*, o sistemas discontinuos.

En los próximos apartados examinaremos las consecuencias de esta constitución del suelo.

2.2 NATURALEZA DE LA DEFORMACION DEL SUELO

La Fig. 2.1 muestra la sección de un recipiente lleno de suelo seco junto con un pistón con el cual se puede aplicar al suelo una carga vertical. Aumentando la escala de esta sección hasta poder ver las partículas individuales, podemos imaginar la forma en que la fuerza aplicada se transmite a través del suelo: se desarrollan fuerzas de contacto entre partículas adyacentes. Por convenio, estas fuerzas de contacto se pueden descomponer en fuerzas

normales N y tangenciales T a la superficie de contacto.

Por supuesto, las partículas individuales se deforman como resultado de estas fuerzas de contacto. El tipo más habitual de deformación es de naturaleza elástica o plástica en las inmediaciones del punto de contacto. La fractura y aplastamiento de las partículas puede ser importante en ciertos casos (como comentaremos en capítulos posteriores). Estas deformaciones producen un aumento del área de contacto entre partículas, como muestra la Fig. 2.2a, permitiendo así la aproximación de los centros de las partículas. Si existen partículas lajosas o laminares, se flexionarán como se indica en la Fig. 2.2b, permitiendo así movimientos relativos entre partículas adyacentes. Además, una vez que la fuerza tangencial en un punto de contacto supere la resistencia tangencial en dicho punto, se producirá un deslizamiento relativo entre las partículas (Fig. 2.2c). La deformación general de una masa de suelo será, en parte, el resultado de las deformaciones individua-

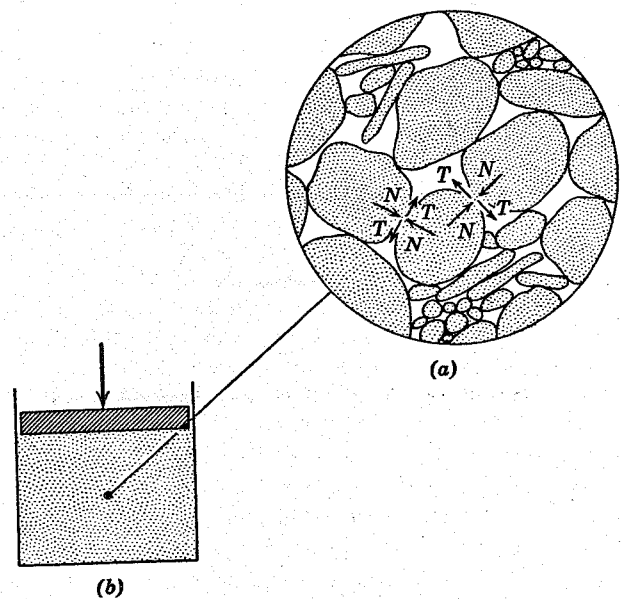


Fig. 2.1. Representación esquemática de la transmisión de fuerzas a través de un suelo. a) Ampliación de una parte de la sección mostrando las fuerzas transmitidas por dos puntos de contacto. b) Sección de un recipiente lleno de suelo.

les y, en parte, la consecuencia del deslizamiento relativo entre partículas. Sin embargo, la experiencia ha demostrado que la contribución principal a la deformación general se debe al deslizamiento entre partículas, junto con la reorganización de las mismas. El *esqueleto mineral* del suelo por lo regular es bastante deformable, debido al deslizamiento y reorganización de las partículas, aun cuando las partículas individuales sean muy rígidas.

De allí, la primera consecuencia de la naturaleza discontinua del suelo: ~~la deformación de una masa de suelo viene controlada por las interacciones entre partículas individuales, especialmente por el deslizamiento entre las mismas.~~ Debido a que el deslizamiento es una deformación no lineal e irreversible, se puede esperar que el comportamiento esfuerzo-deformación del suelo también sea marcadamente no lineal e irreversible¹. Además, el estudio de los fenómenos producidos en los puntos de contacto resulta fundamental para el estudio de los suelos e, inevitablemente tendremos que ocuparnos de conceptos tales como la fricción y adhesión entre partículas.

Por supuesto, en una masa de suelo existe un sinnúmero de puntos de contacto individuales. Por ejemplo, en 1 cm³ de arena fina el número de contactos será del orden de 5 millones. Por tanto, es imposible plantear una ley esfuerzo-deformación de un suelo, considerando el comportamiento en los contactos, aunque pudiéramos describir exactamente lo que sucede en cada uno de ellos. Por esta razón, es necesario basarse en medidas de experimentación directa sobre las propiedades de sistemas con gran número de partículas. De todos modos, el estudio del comportamiento en puntos de contacto típicos aún desempeña un papel importante: sirve como guía para entender e interpretar las medidas experimentales directas. Esto puede relacionarse con el estudio de los metales: el conocimiento del comportamiento de un cristal individual y de las interacciones entre cristales, permiten entender el comportamiento de la masa metálica y la forma de mejorar las propiedades de la misma.

Si el recipiente de la Fig. 2.1 es de paredes rígidas, el suelo normalmente disminuirá de volumen al aumentar la carga. Esta disminución de volumen se produce debido a que las partículas se van encajando, acortando sus distancias. Se producen roturas tangenciales o de corte (deslizamientos) en muchos puntos de contacto, pero no existe una rotura general por corte de la masa de suelo. La carga vertical puede aumentarse sin límite. Este proceso se denomina *compresión volumétrica*. Si se retira la carga aplicada, la masa de suelo aumentará de volumen a través de un proceso inverso que supone una redistribución de las partículas. Este proceso de aumento de volumen se denomina *expansión* o en algunos casos *hinchamiento*.

Si, por otra parte, el recipiente es de paredes flexibles, puede producirse una falla por corte general. La falla se produce a cierta carga vertical y ésta se relaciona con la *resistencia al esfuerzo cortante* del suelo. Esta resistencia está determinada por la resistencia al deslizamiento entre las partículas que tienden a desplazarse unas respecto a otras.

¹ Esto quiere decir que la curva esfuerzo-deformación no es una línea recta, ni es única en ciclos de carga-descarga.

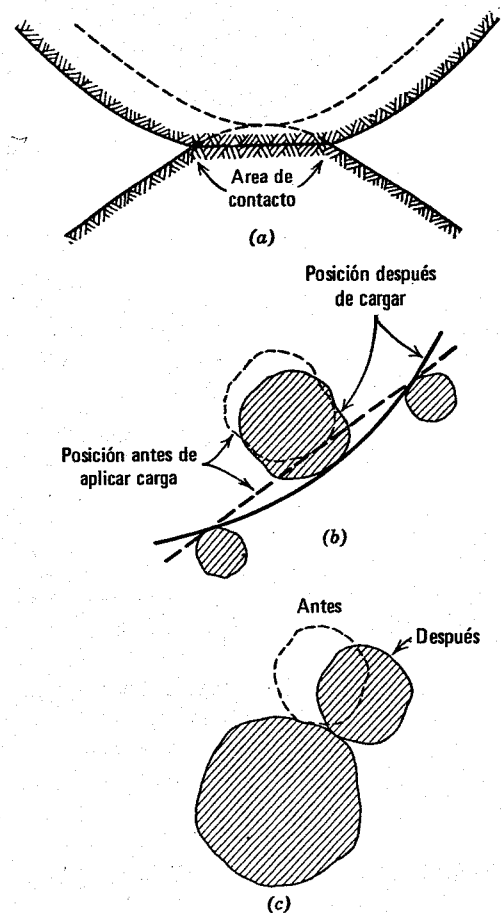


Fig. 2.2. Causas del movimiento relativo entre partículas de suelo. a) Movimiento producido por deformación en la zona de contacto. Las líneas continuas señalan el contorno de las partículas después de la carga (supuesta la inferior inmóvil); de trazos se muestra la posición inicial. b) Movimiento relativo por flexión de partículas laminares. c) Movimiento relativo por deslizamiento de una partícula sobre otra.

Las propiedades de compresibilidad, dilatación y resistencia al corte se estudiarán con detalle en capítulos posteriores.

2.3 COMPORTAMIENTO DE LA FASE INTERSTICIAL: INTERACCIÓN QUÍMICA

Los espacios que quedan entre las partículas de suelo se denominan *vacíos, huecos, poros o intersticios*. Estos poros suelen estar ocupados por aire y/o agua (con o sin materiales disueltos). Así pues, ~~el suelo es intrínsecamente un sistema de varias fases,~~ formado por una fase mineral denominada *esqueleto mineral* más una fase fluida o *fluido intersticial*.

La naturaleza del fluido intersticial tiene influencia sobre la magnitud de la resistencia al deslizamiento entre dos partículas, dada la naturaleza química de la superficie de contacto. De hecho, en el caso de partículas de suelo muy delgadas, el fluido intersticial puede penetrar completamente entre las partículas (ver la Fig. 2.3). Aunque estas partículas ya no están en contacto en el sentido usual, aún permanecen muy juntas y pueden transmitir fuerzas normales y posiblemente también tangenciales. La separación entre estas partículas aumentará o disminuirá, según

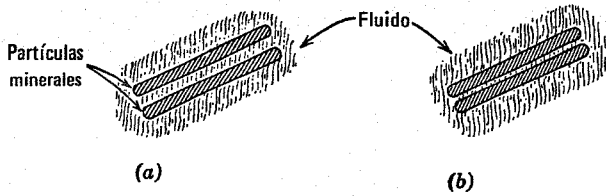


Fig. 2.3. Películas de líquido rodeando partículas de suelo. a) Antes de aplicar carga. b) Reducción de la separación entre partículas por efecto de la carga.

lo hagan las fuerzas de compresión transmitidas. Aquí encontramos una nueva causa de deformación general de la masa de suelo.

Así pues, se deduce una segunda consecuencia de la naturaleza discontinua del suelo: ~~el suelo es intrínsecamente un sistema de varias fases y los elementos de la fase intersticial influyen en la naturaleza de las superficies minerales, por tanto, afectan a los procesos de transmisión de fuerzas en los puntos de contacto entre partículas.~~ Esta interacción entre fases se denomina *interacción química*.

2.4 COMPORTAMIENTO DE LA FASE INTERSTICIAL: INTERACCION FISICA

Volvamos al recipiente con suelo, pero considerando ahora un suelo cuyos espacios están ocupados totalmente por agua: es lo que se denomina un *suelo saturado*.

En primer lugar, supongamos que la presión de agua es hidrostática, es decir, la presión en los poros, en cualquier punto, es igual al peso específico del agua por la profundidad del punto considerado bajo la superficie del agua. En este caso no habrá circulación o flujo de agua (ver la Fig. 2.4a).

Supongamos ahora que se aumenta la presión de agua en la base del recipiente, mientras que el nivel de la superficie de agua se mantiene constante por medio de un rebosadero (Fig. 2.4b). En este caso, existirá un flujo ascensional de agua. El caudal de agua que fluya estará en relación con la sobrepresión aplicada al fondo del recipiente y con una propiedad del suelo denominada *permeabilidad*. Cuanto más permeable sea un suelo, mayor caudal de agua circulará para un determinado exceso de presión. En los últimos capítulos de este libro se consideran los factores que influyen sobre la permeabilidad de un suelo.

Si la sobrepresión de agua en la base aumenta, se alcanzará una presión para la cual la arena "hierve" bajo el flujo ascensional del agua (Fig. 2.4c). Se dice que se ha alcanzado el estado de *ebullición* o *sifonamiento*. Evidentemente ha existido una *interacción física* entre el esqueleto mineral y el agua intersticial.

En este estado, el suelo ocupará un volumen algo superior al inicial, siendo la resistencia al corte del suelo claramente inferior en el estado de sifonamiento que en su estado normal. Estos cambios se produjeron, aunque los pesos totales de arena y agua en el recipiente no han variado. Ya hemos visto que se producen cambios de volumen y de resistencia al corte, cuando varían las fuerzas de contacto entre las partículas. De aquí que estas

fuerzas de contacto han tenido que modificarse por los cambios de presión en la fase intersticial, o sea, que estas fuerzas de contacto han de estar relacionadas con la diferencia entre la presión que actúa en sentido de la gravedad (*presión total*) y la *presión intersticial*. Estas observaciones forman la base del importante *concepto de presión o esfuerzo efectivo*.

Acabamos de ver por tanto una tercera consecuencia de la naturaleza discontinua del suelo: ~~el agua puede circular a través del suelo ejerciendo un efecto sobre el esqueleto mineral que modifica la magnitud de las fuerzas en los puntos de contacto entre partículas e influye sobre la resistencia del suelo a la compresión y al esfuerzo cortante.~~

2.5 COMPORTAMIENTO DE LA FASE INTERSTICIAL: CONTRIBUCION AL REPARTO DE CARGAS

Por último, debido a que el suelo es un sistema de varias fases, puede esperarse que la carga aplicada a una

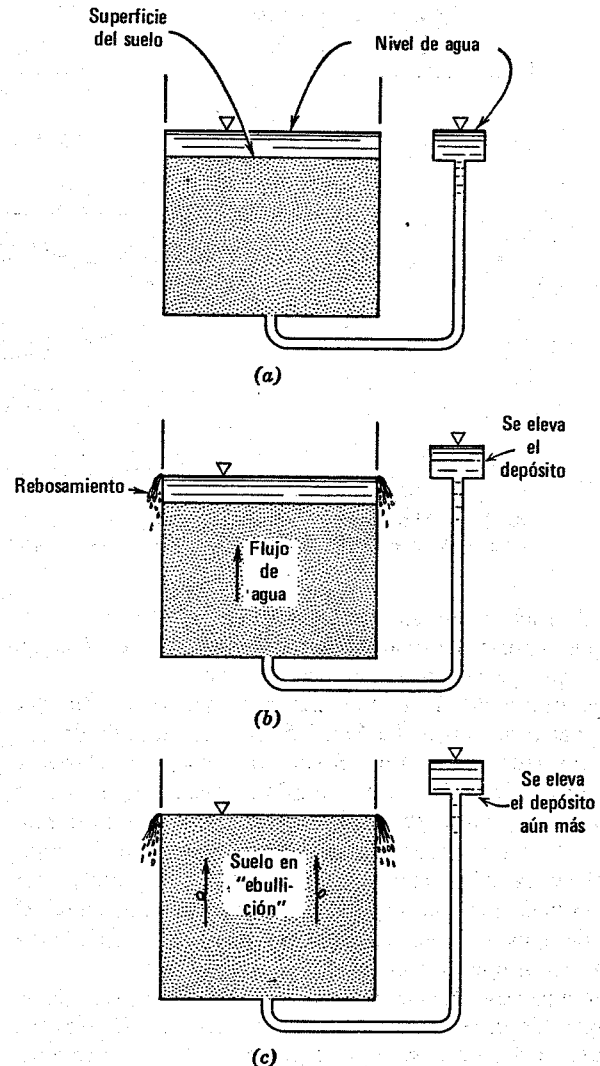


Fig. 2.4. Interacción física entre las fases mineral e intersticial. a) Estado hidrostático: el agua no circula. b) Pequeño flujo de agua. c) Sifonamiento o ebullición.

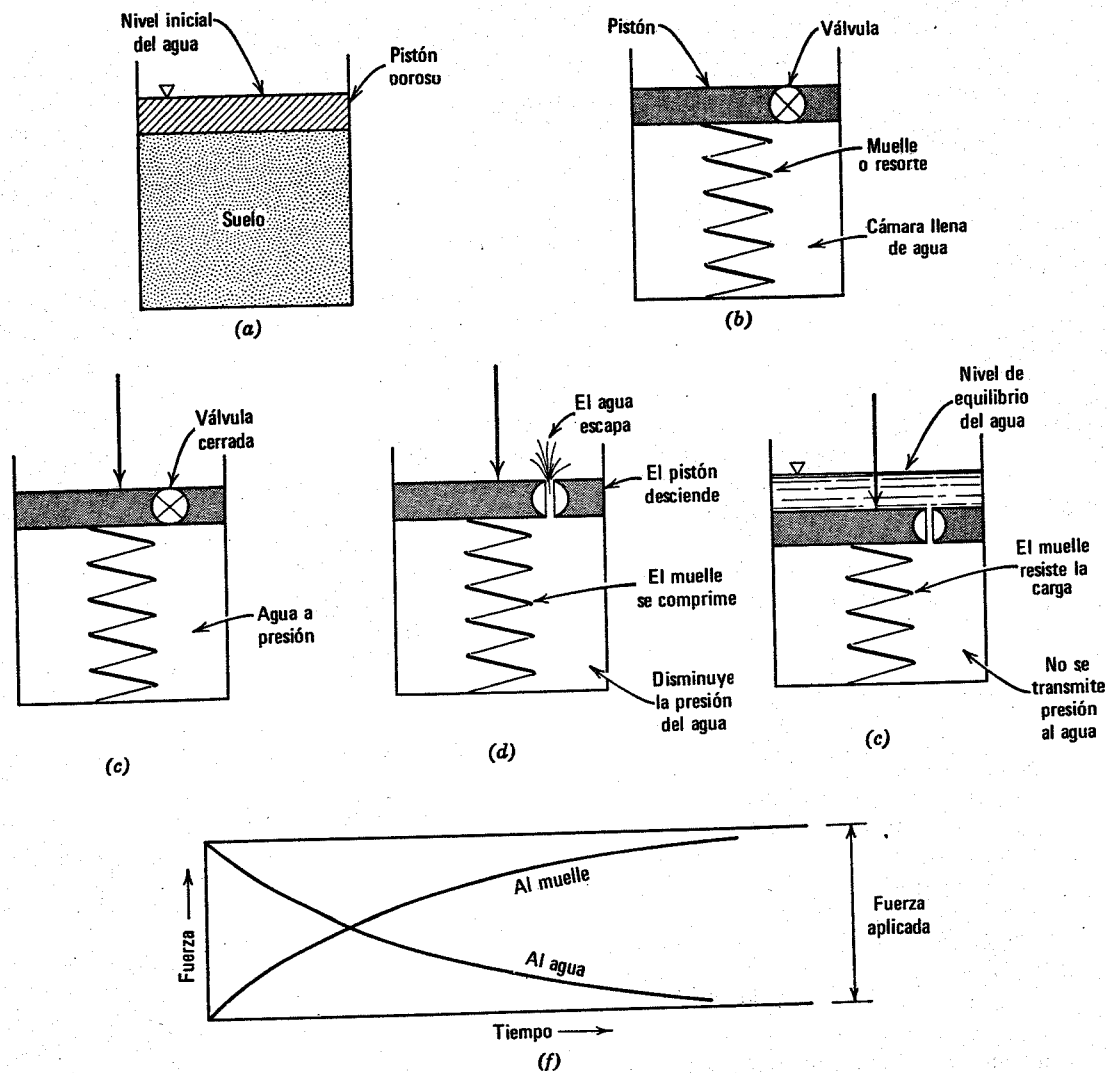


Fig. 2.5. Analogía hidromecánica para ilustrar la distribución de cargas en la consolidación. a) Ejemplo físico. b) Analogía hidromecánica; estado inicial. c) Carga aplicada con la válvula cerrada. d) El pistón desciende al ir escapando el agua. e) Equilibrio sin más escape de agua. f) Transferencia gradual de carga.

masa de suelo la resistan el esqueleto mineral y, en parte, el fluido intersticial. Este "reparto de la carga" es análogo al concepto de presiones parciales en gases.

Los diagramas de la Fig. 2.5 nos ayudan a entender este reparto de cargas. La Fig. 2.5a muestra un cilindro de suelo saturado. El pistón poroso permite aplicar cargas al suelo y, a la vez, deja que el fluido se escape de los poros del suelo. La parte (b) muestra una analogía hidromecánica en la que las propiedades del suelo se han idealizado: la resistencia del esqueleto mineral a la compresión está representada por un muelle o resorte; la resistencia al flujo de agua a través del suelo la representa una válvula en un pistón impermeable.

Supongamos que se aplica una carga al pistón de la analogía hidromecánica pero que la válvula está cerrada. La carga del pistón se reparte entre el agua y el muelle, en relación a la rigidez de cada uno. En nuestra analogía hidromecánica el pistón se moverá muy poco al aplicar la carga, debido a que el agua es relativamente, incompresible.

Como el muelle se acorta muy ligeramente, toda la carga aplicada la resiste un incremento de la presión del agua en la cámara. Las condiciones en esta fase se representan en la Fig. 2.5c.

A continuación abramos la válvula y la presión del agua dentro de la cámara obligará a que el agua escape a través de la válvula (Fig. 2.5d). Al escapar el agua, el muelle se acorta y comienza a soportar una parte cada vez más importante de la carga aplicada, produciéndose una disminución correspondiente en la presión del fluido que llena la cámara. Por último, se alcanza un estado (Fig. 2.5e) en el cual el muelle resiste toda la carga aplicada y la presión del agua vuelve a su valor hidrostático inicial. Una vez que se alcanza este estado, el agua cesa de fluir por la válvula.

Durante cualquier intervalo de tiempo solamente puede escapar por la válvula un caudal limitado de agua. De aquí que el proceso de transmisión de cargas del agua al muelle debe producirse gradualmente. Esta variación gradual de la

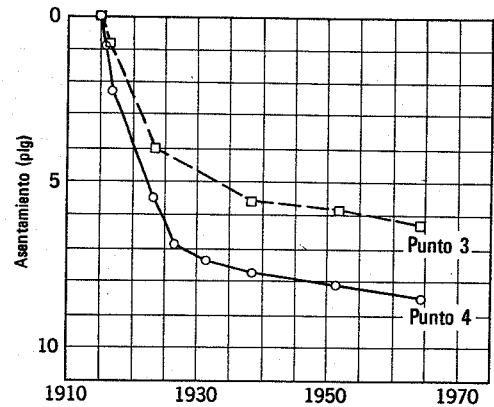
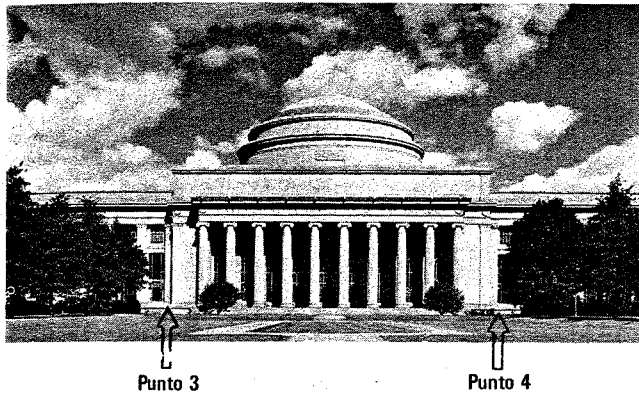


Fig. 2.6. Asentamiento del edificio No. 10 del I. T. M.

forma en que se distribuye la carga se ilustra en la Fig. 2.5f.

El reparto de cargas entre las fases sólida e intersticial también se produce en el ejemplo físico y en los problemas de suelos reales, aunque el fluido intersticial no siempre soporta la totalidad de la carga aplicada inicialmente. Volveremos a este tema con más detalle en el capítulo 26. Por otra parte, en los problemas reales existirá el mismo proceso de variación gradual en la forma de soportar la carga. Este proceso de expulsión gradual del agua se denomina *consolidación*, y el período de tiempo empleado es el *desfase hidrodinámico*. El grado de compresión o consolidación producido hasta un determinado instante depende no sólo de la carga aplicada, sino también de la intensidad de los esfuerzos transmitidos en los contactos entre partículas, es decir, de la diferencia entre los esfuerzos aplicados y la presión intersticial. Esta diferencia se denomina *esfuerzo efectivo*. La consolidación y el proceso inverso de expansión (que se produce cuando un suelo absorbe agua después de suprimir la carga) se estudian en varios capítulos.

Llegamos así a la cuarta consecuencia de la naturaleza discontinua del suelo: ~~cuando la carga aplicada a un suelo se hace variar repentinamente, esta variación es absorbida conjuntamente por el fluido intersticial y el esqueleto mineral. La variación de presión intersticial obliga al agua a moverse a través del suelo con lo cual las propiedades del suelo varían con respecto al tiempo.~~

Este último efecto fue descubierto por Karl Terzaghi alrededor de 1920. Tal descubrimiento marcó el comienzo de la moderna ingeniería de suelos. Fue la primera de los muchos aportes de Terzaghi, quien fue en verdad, el "padre de la mecánica de suelos".

El efecto más importante del desfase hidrodinámico es el asentamiento diferido de las estructuras. Es decir, el asentamiento continúa durante varios años después de construirse la estructura. La Fig. 2.6 muestra el registro asentamiento-tiempo de dos puntos del edificio Núm. 10 del "campus" del Instituto Tecnológico de Massachusetts. El asentamiento de este edificio, durante la primera década después de su construcción, dio lugar a una alarma considerable. Terzaghi examinó el edificio a poco de su llegada a los EE.UU., en 1925, e indicó correctamente que la velocidad de asentamiento disminuirá con el tiempo.

Otros aspectos de la consolidación. En este punto es esencial tener una idea general sobre la duración del desfase hidrodinámico en varias formaciones típicas de suelo. Con este fin, es útil hacer un análisis intuitivo del proceso de consolidación para apreciar qué propiedades del suelo tienen influencia sobre el desfase y en qué forma influyen sobre él (en el capítulo 27 se presenta una deducción exacta y la resolución del proceso de consolidación).

El tiempo necesario para el desarrollo del proceso de consolidación está relacionado con dos factores:

1. El tiempo transcurrido debe ser directamente proporcional al volumen de agua que ha de escapar del suelo. Pero este volumen de agua está, a su vez, relacionado con la variación de esfuerzos, la compresibilidad del esqueleto mineral y el volumen del suelo.

2. El tiempo será inversamente proporcional a la velocidad con que el agua puede circular a través del suelo. Por la mecánica de fluidos sabemos que la velocidad de filtración está relacionada con el producto de la permeabilidad por el gradiente hidráulico y que el gradiente es proporcional a la pérdida de carga del fluido a través del suelo dividida por la distancia que debe recorrer el fluido intersticial.

Estas consideraciones pueden expresarse por la relación

$$t \sim \frac{(\Delta\sigma)(m)(H)}{(k)(\Delta\sigma/H)} \quad (2.1)$$

donde

t = tiempo necesario para que se produzca un cierto porcentaje del proceso de consolidación.

$\Delta\sigma$ = variación del esfuerzo aplicado.

m = compresibilidad del esqueleto mineral.

H = espesor de la masa del suelo (respecto a cada superficie drenante).

k = permeabilidad del suelo.

De aquí que el tiempo necesario para que se produzca un determinado grado de consolidación es

$$t \sim \frac{mH^2}{k} \quad (2.2)$$

Esta relación nos indica que el tiempo necesario para la consolidación:

1. Aumenta la compresibilidad.
2. Disminuye al aumentar la permeabilidad.
3. Aumenta rápidamente con el espesor de la masa de suelo.
4. Es independiente de la magnitud de la variación de esfuerzos.

La aplicación de esta relación se ilustra mediante los ejemplos 2.1 y 2.2.

► Ejemplo 2.1

Se considera un estrato de arena y otro de arcilla, de 3 m de espesor cada uno. La compresibilidad de la arena es 1/5 de la compresibilidad de la arcilla y la permeabilidad de la arena es 10,000 veces superior a la de la arcilla. ¿Qué relación habrá entre el tiempo de consolidación de la arcilla y el de la arena?

Solución.

$$\frac{t_{\text{arcilla}}}{t_{\text{arena}}} = \frac{1}{1/5} = \frac{10,000}{1} = 50,000 \quad \blacktriangleleft$$

► Ejemplo 2.2

Un estrato de arcilla de 3 m de espesor alcanzará el 90% de la consolidación en 10 años. ¿Qué tiempo será necesario para conseguir el 90% de la consolidación de un estrato de esta misma arcilla pero de 12 m de espesor?

Solución.

$$t \text{ para el estrato de } 12 \text{ m} = 10 \text{ años} \times \frac{12^2}{3^2} = 160 \text{ años} \quad \blacktriangleleft$$

Los suelos con un contenido de arcilla apreciable requerirán tiempos más largos para la consolidación (de uno a varios cientos de años). Los suelos granulares gruesos, por el contrario, consolidarán rápidamente, generalmente en unos minutos. Como veremos, esta diferencia en la duración de la consolidación es una de las distinciones principales entre los diversos suelos.

2.6 ORGANIZACION DEL LIBRO

En este capítulo se han descrito las importantes consecuencias de la naturaleza discontinua del suelo, constituido como un sistema de varias fases. Como se aprecia en la tabla 2.1 estas consecuencias sirven de base para la ordenación del libro.

En la parte II se estudiarán las partículas individuales, la forma en que entran en contacto y la interacción química entre estas partículas y la fase intersticial. La parte III estudiará los procesos de variación de volumen y resistencia al corte en los casos en que no existe interacción física entre las fases, es decir en suelos secos. La parte IV analizará las consecuencias de la interacción física entre las fases, en los casos en que la circulación del agua la rijan las condiciones naturales del agua freática. En la parte V se tratarán los fenómenos transitorios que se producen después de una variación en la carga aplicada a un suelo.

PROBLEMAS

2.1 Cite por lo menos tres pasajes del capítulo 1 que hagan referencia a la interacción física entre el esqueleto mineral y la fase intersticial.

2.2 Cite al menos un pasaje del capítulo 1 que haga referencia al desfase hidrodinámico o efecto de consolidación.

2.3 Para conseguir el 99% de la consolidación de una

Tabla 2.1 El suelo es un material diferente, porque está formado por partículas y, por tanto, un sistema de varias fases.

Consecuencia	Ejemplos de importancia	Comentado en la Parte	Conceptos que se suponen conocidos.
El comportamiento esfuerzo-deformación del esqueleto mineral está determinado por la interacción entre partículas discretas.	La gran compresibilidad del suelo. La resistencia es de naturaleza friccional y está relacionada con la compacidad.	II, III	Esfuerzo y deformación: continuidad; equilibrio límite; círculo de Mohr.
Existe interacción química entre el fluido intersticial y las partículas minerales.	Influye sobre la compacidad (y, por tanto, sobre la resistencia) que el suelo puede alcanzar bajo un determinado esfuerzo. Arcillas sensibles.	III	Principios de enlace químico.
Existe interacción física entre el fluido intersticial y el esqueleto mineral.	Arenas movedizas. Efecto del agua freática sobre la estabilidad de taludes.	IV	Mecánica de fluidos: potencial de flujo, flujo laminar.
Las cargas aplicadas al suelo se reparten entre el esqueleto mineral y la fase intersticial.	Consolidación diferida. Estabilidad a largo plazo de taludes.	V	

arcilla se requieren 10 años. ¿Qué tiempo sería necesario para conseguir el 99 % de la consolidación si la capa tuviera el doble de espesor, fuera 5 veces más permeable y 3 veces más compresible?

2.4 Enumérense las posibles componentes de la deformación del suelo.

2.5 Dígase cuál de las componentes enumeradas en la

respuesta al problema 2.4 será más importante en cada uno de los siguientes casos:

- a. Carga aplicada sobre una agrupación poco compacta de bolas de acero.
- b. Carga sobre un conjunto de placas paralelas.
- c. Descarga de una muestra compacta de laminillas de mica y arena de cuarzo.

ARTHUR CASAGRANDE



Arthur Casagrande nació (28 de agosto de 1902) y se educó en Austria. Emigró a los EE.UU., en 1926. Allí desarrolló trabajos de asistencia técnica al *Bureau of Public Roads* trabajando bajo la dirección de Terzaghi en el I.T.M. Durante su estancia en el I.T.M., el profesor Casagrande trabajó en clasificación de suelos, pruebas de corte y acción de la helada en los suelos. En 1932 inició un programa de enseñanza de la mecánica de suelos en la Universidad de Harvard.

Los trabajos del profesor Casagrande sobre clasificación de suelos, filtración a través de presas de tierra y resistencia al esfuerzo cortante han tenido una influencia fundamental en la mecánica de suelos. El profesor Casagrande ha sido un activo consultor y ha participado en obras de gran importancia en todo el mundo. Sin embargo, su influencia más importante sobre la mecánica de suelos ha sido a través de las enseñanzas impartidas en Harvard. Muchos de los investigadores más prominentes de la mecánica de suelos se iniciaron como estudiantes en Harvard bajo su dirección.

El profesor Casagrande ha sido presidente de la Sociedad Internacional de Mecánica de Suelos y Cimentaciones durante el período 1961-1965. Fue profesor de las cátedras *Rankine* y *Terzaghi*, fundadas por la Institution of Civil Engineers y la American Society of Civil Engineers, respectivamente. Fue el primero en recibir el premio Karl Terzaghi de la ASCE.

PARTE II

La naturaleza del suelo

En esta parte II, que comprende los capítulos 3 a 7, se examina la naturaleza del suelo. En el capítulo 3 se consideran los conjuntos de partículas de suelo. Se ha colocado este capítulo al comienzo de la parte II debido a que el estudiante debe conocer las definiciones y términos relativos a las fases del suelo antes de comenzar el estudio general de la mecánica de suelos. El capítulo 4 estudia con detalle las partículas individuales que constituyen la masa de un suelo. Los capítulos 5 y 6 consideran la transmisión de esfuerzos entre partículas de un suelo a escala microscópica y la influencia del agua sobre estos esfuerzos. La parte II finaliza con la determinación y estudio (capítulo 7) de la composición estratigráfica del terreno natural.

CAPITULO 3

Características de los conjuntos de partículas

Se consideran en este capítulo las características morfológicas de un conjunto de partículas. Se dan relaciones entre las diferentes fases que componen dicho conjunto y se comenta la distribución de las partículas por tamaños y el grado de plasticidad del conjunto. Las relaciones entre fases tienen una amplia aplicación en la mecánica de suelos para el cálculo de esfuerzos. La relación entre fases, las características granulométricas y los límites de Atterberg se utilizan para clasificar los suelos, facilitando así su estudio.

3.1 RELACIONES ENTRE LAS FASES DEL SUELO

Por tratarse de un sistema discontinuo de partículas, un elemento de suelo constituye intrínsecamente un sistema de varias fases. La Fig. 3.1 muestra un elemento típico de suelo que contiene 3 fases diferenciadas: *sólida* (partículas minerales), *gaseosa* y *líquida* (agua generalmente). La Fig. 3.1a, representa las 3 fases como podrían presentarse en un elemento de suelo natural. En la parte (b) se han separado las fases con el fin de facilitar la deducción de las relaciones entre ellas. A la izquierda de la figura las fases se han expresado en volumen, mientras que a la derecha lo han sido en peso.

Debajo de la Fig. 3.1 se dan las expresiones que relacionan las distintas fases. Existen tres importantes relaciones de volumen: porosidad, relación de vacíos * y grado de saturación. La porosidad es la relación entre el volumen de huecos y el volumen total, mientras que la relación de vacíos es el cociente entre el volumen de huecos, poros o vacíos y el de partículas sólidas. La porosidad se suele multiplicar generalmente por 100, dándose así los valores en porcentaje. La relación de vacíos se expresa en forma decimal (por ejemplo, una relación de vacíos de 0.55 etc.) y puede alcanzar valores superiores a la unidad. Tanto la porosidad como la relación de vacíos indican el porcentaje relativo del volumen de poros en una muestra de suelo. Este volumen de vacíos está lleno de un fluido, gaseoso o líquido, pero en general se trata de agua. Aunque los dos términos se emplean en mecánica de suelos, se usa más

* En castellano existen diversas versiones del concepto *void ratio* como son "relación de vacíos", "índice de poros", "índice de huecos", etc. (N.T.).

la relación de vacíos¹. Existen las siguientes relaciones entre la porosidad n y la relación de vacíos e .

$$n = \frac{e}{1 + e} \quad \text{y} \quad e = \frac{n}{1 - n}$$

El grado de saturación indica el porcentaje de volumen de huecos que está relleno de agua. Así pues un valor de $S = 0$, indica un suelo seco, $S = 100\%$ corresponde a un suelo saturado y un valor comprendido entre 0 y 100% indica un suelo semisaturado o parcialmente saturado.

La relación entre pesos de fases más empleada es el contenido de agua *humedad*, que es el peso de agua dividido por el peso de partículas sólidas en un elemento de suelo. La humedad de una muestra de suelo se obtiene directamente por el siguiente método: se pesa el suelo natural; se seca en una estufa; se pesa el suelo seco y por último se calcula la humedad como diferencia entre los pesos inicial y seco, dividida por el peso seco. Este método supone que el agua es el único producto evaporable del suelo, lo cual es razonable excepto cuando se trabaja con suelos orgánicos o suelos que contienen volátiles como el asfalto. Para un suelo saturado, la humedad y la relación de vacíos están directamente relacionados, como puede verse aminorando las expresiones de ambos términos. Como es más fácil obtener pesos que calcular volúmenes, se utiliza bastante la variación de humedad de un suelo saturado para medir deformaciones volumétricas.

En la parte inferior de la Fig. 3.1 se dan las expresiones de los distintos pesos específicos, o pesos de un determinado volumen. El *peso específico aparente o total* γ_t es, por ejemplo, el peso de un elemento de suelo dividido por el volumen de dicho elemento². El *peso específico seco*, es el peso de las partículas minerales dividido por el volumen total del elemento. Los pesos específicos se expresan en unidades de peso por volumen, como gramos por centímetro cúbico (gr/cm^3) y toneladas por metro cúbico (ton/m^3).

¹ Al comprimir un elemento de suelo (prueba típica) tanto el numerador como el denominador de la porosidad disminuyen, mientras que sólo disminuye el numerador de la relación de vacíos. Este hecho da lugar a que la relación de vacíos sea más útil que la porosidad para estudiar la compresión o consolidación de un suelo.

² También se utiliza el símbolo γ para el peso específico total.

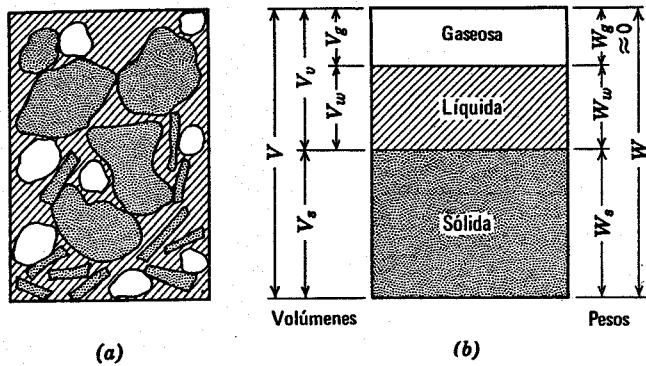


Fig. 3.1. Relaciones entre las fases de un suelo. a) Elemento de suelo natural. b) División de un elemento en fases.

En volumen

Porosidad:

$$n = \frac{V_v}{V}$$

Índice de poros o relación de vacíos:

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

Grado de saturación:

$$S = \frac{V_w}{V_v} = \frac{V_w}{V_s + V_w}$$

$$n = \frac{e}{1+e}; \quad e = \frac{n}{1-n}$$

En peso

Humedad:

$$w = \frac{W_w}{W_s}$$

Peso específico relativo

Masa de suelo:

$$G_m = \frac{\gamma_t}{\gamma_0}$$

Agua:

$$G_w = \frac{\gamma_w}{\gamma_0}$$

Partículas sólidas:

$$G = \frac{\gamma_s}{\gamma_0}$$

γ_0 = Peso específico del agua a 4°C $\approx \gamma_w$
Adviértase que $Gw = Se$

Peso específico

Total:

$$\gamma_t = \frac{W}{V} = \frac{G + Se}{1 + e} \gamma_w = \frac{1 + w}{1 + e} G \gamma_w$$

De las partículas sólidas:

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s}$$

Del agua:

$$\gamma_w = \frac{W_w}{V_w}$$

Seco:

$$\gamma_a = \frac{W_s}{V} = \frac{G}{1 + e} \gamma_w = \frac{G \gamma_w}{1 + wG/S} = \frac{\gamma_t}{1 + w}$$

Del suelo sumergido:

$$\gamma_b = \gamma_t - \gamma_w = \frac{G - 1 - e(1 - S)}{1 + e} \gamma_w$$

Del suelo saturado:

$$\gamma_b = \gamma_t - \gamma_w = \frac{G - 1}{1 + e} \gamma_w$$

El peso específico relativo se obtiene dividiendo el peso específico de un material por el peso específico del agua. En la tabla 3.1 se dan los valores del peso específico relativo de las partículas de un determinado grupo de minerales³.

Tabla 3.1 Pesos específicos relativos de algunos minerales

Cuarzo	2.65
Feldespatos-K	2.54-2.57
Feldespatos-Na-Ca	2.62-2.76
Calcita	2.72
Dolomita	2.85
Moscovita	2.7-3.1
Biotita	2.8-3.2
Clorita	2.6-2.9
Pirofilita	2.84
Serpentina	2.2-2.7
Caolinita	2.61 ^a
	2.64 ± 0.02
Haloisita (2H ₂ O)	2.55
Ilita	2.84 ^a
	2.60-2.86
Montmorilonita	2.74 ^a
	2.75-2.78
Atapulgita	2.30

^a Calculado a partir de la estructura cristalina.

La expresión $Gw = Se$ sirve para comprobar los cálculos de las diversas relaciones.

El estudiante de mecánica de suelos debe conocer el significado de las relaciones de la Fig. 3.1, convencerse de una vez para todas de que son correctas e incorporar estos términos a su vocabulario habitual. Estas relaciones son básicas para la mayoría de los cálculos de mecánica de suelos y constituyen, por tanto, una parte esencial de esta ciencia.

Valores típicos de las relaciones entre fases para suelos granulares

La Fig. 3.2 muestra dos de las muchas formas en que puede disponerse un sistema de esferas iguales (estibaciones o agrupaciones). Las agrupaciones compactas representan el estado más cerrado posible del sistema. Pueden obtenerse sistemas aún menos compactos que la simple agrupación cúbica formando con cuidado cavidades dentro de la estructura, pero la agrupación cúbica simple es la

³ En el capítulo 4 se citan los minerales más frecuentes en el suelo.

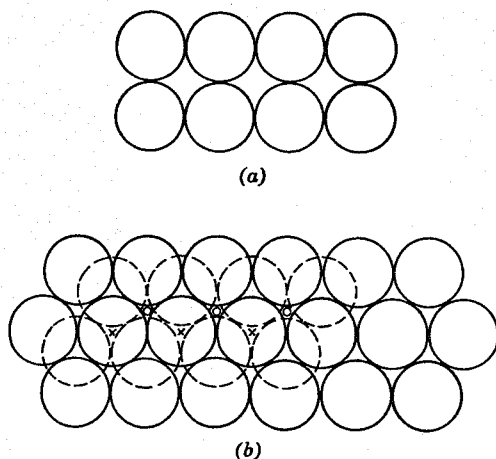


Fig. 3.2. Agrupaciones de esferas iguales. a) Planta y alzado de una agrupación, cúbica. b) Planta de una agrupación compacta. Primera capa: círculos de línea continua; segunda capa: círculos de trazos; o señala la posición de los centros de las esferas de la tercera capa en una disposición cúbica de caras centradas y x, en una disposición hexagonal compacta. (Según Deresiewicz, 1958).

menos compacta de todas las agrupaciones estables. La relación de vacíos y la porosidad de estas agrupaciones simples pueden calcularse a partir de la geometría de las mismas, dándose algunos resultados en la tabla 3.2.

La tabla da también las compacidades de algunos suelos granulares típicos en estado "compacto" y "suelto". Se han propuesto diversas pruebas para medir las relaciones de vacíos máxima y mínima (Kolbuszewski 1948). La prueba para la determinación de la compacidad máxima supone generalmente cierta forma de vibración. Las pruebas para obtener la compacidad mínima suelen hacerse por vertido en un recipiente de una muestra de suelo secado en estufa. Desgraciadamente los detalles de estas pruebas no se han normalizado completamente y los valores de las compacidades máxima y mínima de un determinado suelo granular dependen del método utilizado

Tabla 3.2 Compacidades máxima y mínima de suelos granulares

Descripción	Relación de vacíos		Porosidad (%)		Peso específico seco (ton/m ³)	
	$e_{máx}$	$e_{mín}$	$n_{máx}$	$n_{mín}$	$\gamma_{d\,mín}$	$\gamma_{d\,máx}$
Esferas uniformes	0.92	0.35	47.6	26.0	—	—
Arena de Otawa normalizada	0.80	0.50	44	33	1.47	1.76
Arena limpia uniforme	1.0	0.40	50	29	1.33	1.89
Limo inorgánico	1.1	0.40	52	29	1.28	1.89
Arena limosa	0.90	0.30	47	23	1.39	2.03
Arena fina a gruesa	0.95	0.20	49	17	1.36	2.21
Arena micácea	1.2	0.40	55	29	1.22	1.92
Arena limosa y grava	0.85	0.14	46	12	1.42	2.34

B.K. Hough, *Basic Soils Engineering*. Copyright © 1957, The Ronald Press Company, Nueva York.

para obtenerlas. Mediante métodos especiales pueden obtenerse compacidades superiores a la denominada compacidad máxima. Compacidades considerablemente inferiores a la mínima pueden también obtenerse, en especial en arenas muy finas y limos, sedimentando lentamente el suelo en agua o esponjando el suelo en presencia de una ligera humedad.

Cuanto menor es la gama de tamaños de las partículas presentes (es decir, cuanto más uniforme es el suelo) y cuanto más pequeñas y angulosas son las partículas, menor es la compacidad mínima (es decir, mayor es la oportunidad de formar una agrupación floja de partículas). Cuanto mayor es la gama de tamaños presente, mayor será la compacidad máxima (es decir, los huecos entre las partículas más gruesas pueden rellenarse con las más pequeñas).

Una magnitud muy empleada para caracterizar la compacidad de un suelo granular natural es la *compacidad relativa** D_r , definida por

$$D_r = \frac{e_{máx} - e}{e_{máx} - e_{mín}} \times 100\% = \frac{\gamma_{d\,máx}}{\gamma_d} \times \frac{\gamma_d - \gamma_{d\,mín}}{\gamma_{d\,máx} - \gamma_{d\,mín}} \times 100\% \quad (3.1)$$

donde

$e_{mín}$ = relación de vacíos del suelo en su estado más compacto.

$e_{máx}$ = relación de vacíos del suelo en su estado más suelto.

e = relación de vacíos del suelo *in situ*

$\gamma_{d\,máx}$ = peso específico seco del suelo en su estado más compacto.

$\gamma_{d\,mín}$ = peso específico seco del suelo en su estado más suelto.

γ_d = peso específico seco *in situ*.

En la Tabla 3.3 se indican las denominaciones de los suelos granulares a partir de la compacidad relativa.

Tabla 3.3 Denominación según la compacidad

Compacidad relativa (%)	Denominación
0-15	Muy suelta
15-35	Suelta
35-65	Media
65-85	Compacta
85-100	Muy compacta

La humedad de los suelos granulares naturales varía desde menos del 0.1% para arenas secadas al aire hasta más del 40% para arena suelta saturada.

Valores típicos de las relaciones entre fases para suelos cohesivos

La gama de valores de las relaciones entre fases para suelos cohesivos es mucho mayor que para los suelos granulares. La montmorilonita sódica saturada puede presen-

* También se emplea índice de densidad I_D . (N.T.)

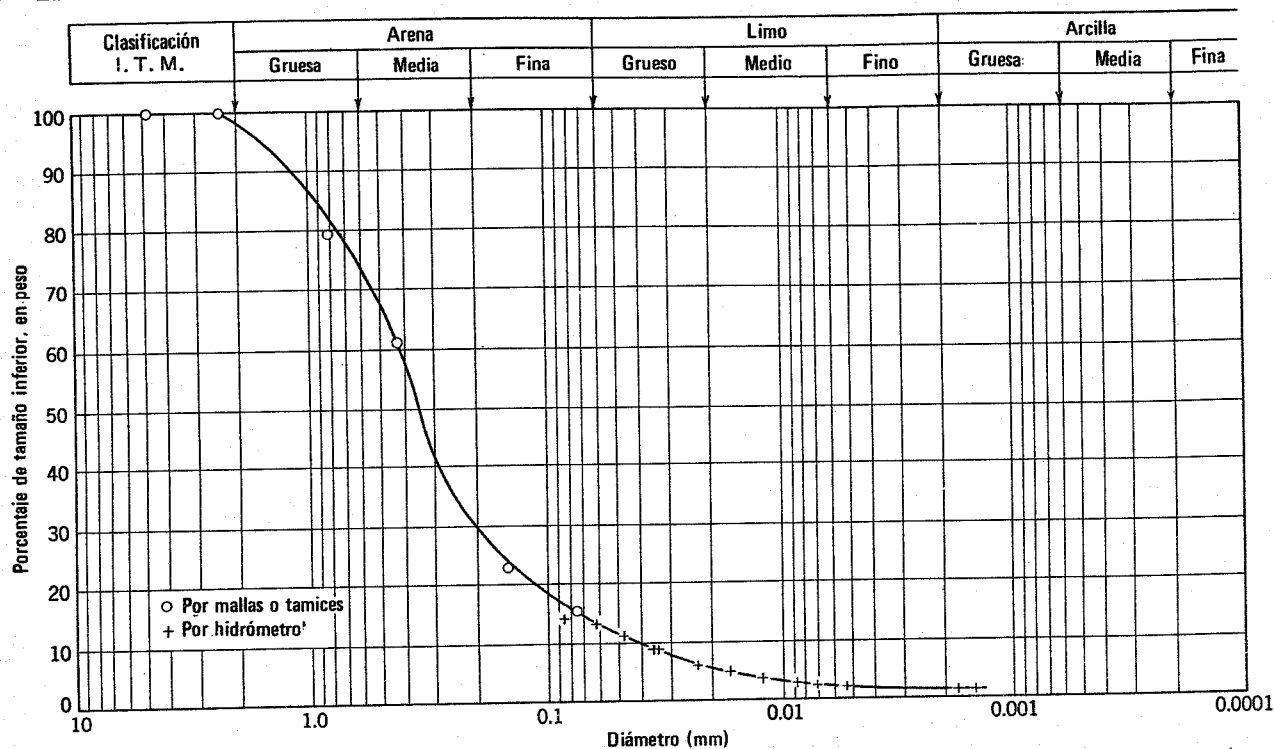


Fig. 3.3. Curva granulométrica de un suelo (Según Lambe, 1951).

tar, con bajas presiones de confinamiento, una relación de vacíos superior a 25; las arcillas saturadas comprimidas bajo las elevadas presiones (por ejemplo 500 kg/cm²) existentes a grandes profundidades en el terreno pueden tener relaciones de vacíos menores de 0.2.

Mediante la expresión $G_w = Se$ (Fig. 3.1), podemos calcular las humedades correspondientes a los citados valores de la relación de vacíos:

montmorilonita sódica	900%
arcilla bajo elevadas presiones	7%

Si se deja una muestra de arcilla de la ciudad de México, secada en estufa, expuesta al ambiente de un laboratorio (temperatura = 21°, humedad relativa = 50%) absorberá humedad suficiente de la atmósfera para que su contenido de humedad aumente hasta un 2.5% o más. En condiciones similares, la montmorilonita puede llegar hasta una humedad del 20%.

3.2 TAMAÑOS DE LAS PARTICULAS

La distribución de las partículas por tamaño en una muestra de suelo se expresa mediante un gráfico que relaciona el porcentaje de partículas de tamaño inferior, en peso, con cada diámetro en mm, como indica la Fig. 3.3. Mediante las definiciones de arena, limo y arcilla que aparecen en la cabecera de dicha figura⁴ podemos establecer la composición de la muestra de suelo en la forma siguiente:

Grava	2%
Arena	85%
Limo	12%
Arcilla	1%

⁴ Esta definición de la serie de tamaños de las partículas es adecuada y se utiliza con profusión. Una serie ligeramente diferente se da en las tablas 3.5 y 3.6.

La uniformidad de un suelo puede expresarse por el *coeficiente de uniformidad*, que es la relación entre D_{60} y D_{10} , siendo D_{60} el diámetro o tamaño por debajo del cual queda el 60% del suelo en peso y D_{10} el valor correspondiente para el 10%. Un suelo con un coeficiente de uniformidad menor de 2 se considera "uniforme". La uniformidad del suelo cuya curva granulométrica aparece en la Fig. 3.3 es de 10. Este suelo podría denominarse "arena limosa bien graduada".

Existen muchas razones, tanto prácticas como teóricas, por las cuales la curva granulométrica de un suelo es sólo aproximada. Como se discutirá en el capítulo 4, la definición de tamaños de las partículas es diferente para las fracciones gruesas que para las finas.

La precisión de las curvas granulométricas de suelos finos es más discutible que la de las curvas correspondientes a suelos gruesos. Los tratamientos químicos y mecánicos que reciben los suelos naturales antes de realizar un análisis granulométrico (en especial en el método del hidrómetro o areómetro) suelen dar lugar a unos tamaños efectivos que son muy diferentes de los existentes en el suelo natural. Incluso aunque pudiera obtenerse una curva granulométrica exacta, su valor solamente sería limitado. Si bien el comportamiento de un suelo granular puede relacionarse frecuentemente con la distribución granulométrica, el comportamiento de un suelo cohesivo suele depender mucho más de la historia geológica y de su estructura que del tamaño de las partículas.

A pesar de sus graves limitaciones, las curvas granulométricas, en especial las de las arenas y limos, tienen realmente valor práctico. Las experiencias tanto teóricas como de laboratorio muestran que la permeabilidad y la capilaridad de un suelo pueden relacionarse con un cierto diámetro efectivo de las partículas. Estas relaciones se comentan más adelante.

Tabla 3.4 Límites de Atterberg de minerales arcillosos

Mineral	Cación de cambio	Límite líquido (%)	Límite plástico (%)	Índice de plasticidad (%)	Límite de retracción (%)
Montmorilonita	Na	710	54	656	9.9
	K	660	98	562	9.3
	Ca	510	81	429	10.5
	Mg	410	60	350	14.7
	Fe	290	75	215	10.3
	Fe ^a	140	73	67	—
Iilita	Na	120	53	67	15.4
	K	120	60	60	17.5
	Ca	100	45	55	16.8
	Mg	95	46	49	14.7
	Fe	110	49	61	15.3
	Fe ^a	79	46	33	—
Caolinita	Na	53	32	21	26.8
	K	49	29	20	—
	Ca	38	27	11	24.5
	Mg	54	31	23	28.7
	Fe	59	37	22	29.2
	Fe ^a	56	35	21	—
Atapulgita	H	270	150	120	7.6

Datos de Cornell, 1951.

^a Después de cinco ciclos de humedecimiento y secado.

El método de proyecto de filtros inversos para presas, diques, etc., utiliza las curvas granulométricas de los suelos a colocar. Este método se basa en la relación entre el tamaño de las partículas y la permeabilidad, junto con datos experimentales sobre la distribución granulométrica necesaria para evitar el arrastre de partículas cuando circula el agua a través del suelo. Análogamente, el criterio más utilizado para establecer la susceptibilidad de los suelos a la helada se basa en la distribución granulométrica.

3.3 LÍMITES DE ATTERBERG

En gran parte mediante el trabajo de A. Atterberg y A. Casagrande (1948), los límites de Atterberg y los índices con ellos relacionados han constituido unos valores muy útiles para caracterizar los conjuntos de partículas de suelos. Los límites se basan en el concepto de que un suelo de grano fino solamente puede existir en cuatro estados de consistencia según su humedad. Así, un suelo se encuentra en estado *sólido* cuando está seco, pasando al añadir agua a los estados *semisólido*, *plástico* y finalmente *líquido*, como se indica en la Fig. 3.4. Los contenidos de humedad y los puntos de transición de unos estados a otros se denominan *límite de retracción o contracción*, *límite plástico* y *límite líquido*. Los cuatro índices citados al pie de la Fig. 3.4 se calculan a partir de esos límites.

El límite líquido se determina midiendo la humedad y el número de golpes necesarios para cerrar en una determinada longitud una ranura de un determinado ancho mediante un aparato normalizado. El límite plástico se obtiene midiendo el contenido de humedad del suelo cuando comienzan a desmoronarse pequeños cilindros de suelo de 3 mm de diámetro. El límite de retracción se define como la humedad presente al haber añadido agua suficiente para llenar todos los huecos de una pastilla de suelo seca. Los métodos detallados para determinar estos

límites pueden encontrarse en Lambe (1951)' La Tabla 3.4 da los límites de Atterberg de algunos minerales arcillosos corrientes.

Significado físico de los límites de Atterberg

El concepto de un suelo como material que puede presentarse en varios estados, según su contenido de humedad, resulta muy útil. Cuanto mayor sea la cantidad de agua que contiene un suelo, menor será la interacción entre partículas adyacentes y más se aproximará el suelo en su comportamiento al de un líquido.

De una manera muy general, puede esperarse que el agua atraída por las superficies de las partículas de suelo no se comportará como un líquido. Así pues, si comparamos dos suelos *A* y *B*, y si el suelo *A* tiene una mayor tendencia a adsorber agua sobre la superficie de sus partículas, puede esperarse que la humedad para la cual ambos suelos comiencen a comportarse como un líquido será mayor para el suelo *A* que para el suelo *B*. Es decir, el suelo *A* tendrá un límite líquido mayor que el suelo *B*. Cabe suponer que el mismo razonamiento podría aplicarse al límite plástico y por tanto al índice de plasticidad.

Sin embargo, los límites entre los diversos estados se han fijado arbitrariamente, por lo cual es improbable que puedan interpretarse completamente *per se*. Es decir, es poco probable que la magnitud del límite líquido de un

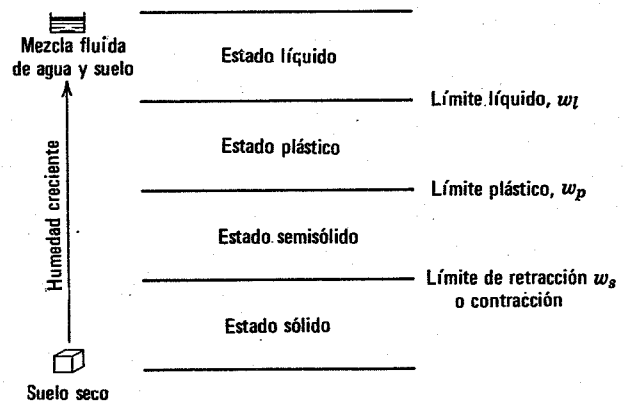


Fig. 3.4. Límites de Atterberg e índices con ellos asociados.

Índice de plasticidad

$$I_p \text{ ó } IP = w_l - w_p$$

Índice de fluidez:

I_f = Pendiente de la curva de fluidez (relación entre la humedad y el número de golpes, a escala logarítmica)

Índice de tenacidad:

$$I_t = \frac{I_p}{I_f}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Relación humedad-plasticidad } B \\ \text{Índice de liquidez } IL \text{ ó } I_L \end{array} \right\} = \frac{w_n - w_p}{w_l - w_p}$$

w_n = humedad natural.

suelo determinado pueda relacionarse cuantitativamente con el espesor de la capa de agua adsorbida.

La dificultad de interpretar cuantitativamente los límites de Atterberg no es obstáculo para su amplio uso. El estudiante debe concebirlos como límites aproximados entre los diversos estados que pueden presentar los suelos de grano fino y no preocuparse mucho en buscar un significado al valor exacto de estos límites, determinados arbitrariamente.

Relación entre los límites de Atterberg y la composición de un suelo

Profundicemos algo más en la idea de que los límites de Atterberg de un suelo están relacionados con la cantidad de agua adsorbida sobre la superficie de las partículas de suelo. Debido al gran aumento de la superficie por unidad de peso al disminuir el tamaño de las partículas (como se verá en el capítulo 5), puede esperarse que la cantidad de agua adsorbida venga muy influenciada por la cantidad de arcilla presente en el suelo. Según este razonamiento, Skempton (1953) definió una magnitud que denominó *actividad*:

$$\text{Actividad de una arcilla} = \frac{\text{Índice de plasticidad}}{\% \text{ en peso menor de } 2\mu} \quad (3.2)$$

La Fig. 3.5 muestra unos resultados obtenidos en muestras preparadas con distintos porcentajes de partículas inferiores o superiores a 2μ . En la parte (a) varios suelos naturales se dividieron en dos fracciones por el tamaño de 2μ y a continuación ambas fracciones se volvieron a combinar a voluntad. Los resultados del diagrama de la derecha se obtuvieron con minerales arcillosos mezclados con arena de cuarzo.

Utilización práctica de los límites de Atterberg

Los límites de Atterberg y los índices asociados resultan muy útiles para la identificación y clasificación de

suelos, como se señalará en la sección siguiente. Frecuentemente los límites se utilizan directamente en las especificaciones para controlar los suelos a utilizar en terraplenes y en métodos semiempíricos de proyecto.

El *índice de plasticidad*, que indica la magnitud del intervalo de humedades en el cual el suelo posee consistencia plástica, y el *índice de liquidez*, que indica la proximidad del suelo natural al límite líquido, son características especialmente útiles del suelo. Debe tenerse presente, sin embargo, que todos los límites e índices, con la excepción del límite de retracción se determinan en suelos que se han amasado para formar una mezcla uniforme suelo-agua. Por lo tanto, los límites no dan indicación alguna sobre la estructura del suelo o los enlaces residuales entre partículas que pueden haberse desarrollado en el terreno natural pero que han sido destruidos al preparar la muestra para la determinación de los límites.

3.4 CLASIFICACION DE SUELOS

El método directo para resolver un problema de ingeniería de suelos consiste en determinar primeramente la propiedad conveniente del suelo, utilizando más tarde este valor en una expresión racional para obtener la respuesta al problema. Ejemplos de este método son:

1. Para determinar la velocidad con que circula el agua a través de una muestra de suelo, se mide la permeabilidad del suelo y se utiliza este valor junto con una red de flujo y la ley de Darcy para resolver el problema.
2. Para el cálculo de los asentamientos de un edificio, se mide la compresibilidad del suelo y se utiliza este valor en las ecuaciones basadas en la teoría de la consolidación de Terzaghi.
3. Para el cálculo de la estabilidad de un talud, se mide la resistencia al corte del suelo, entrando con ese valor en una expresión basada en las leyes de la estática.

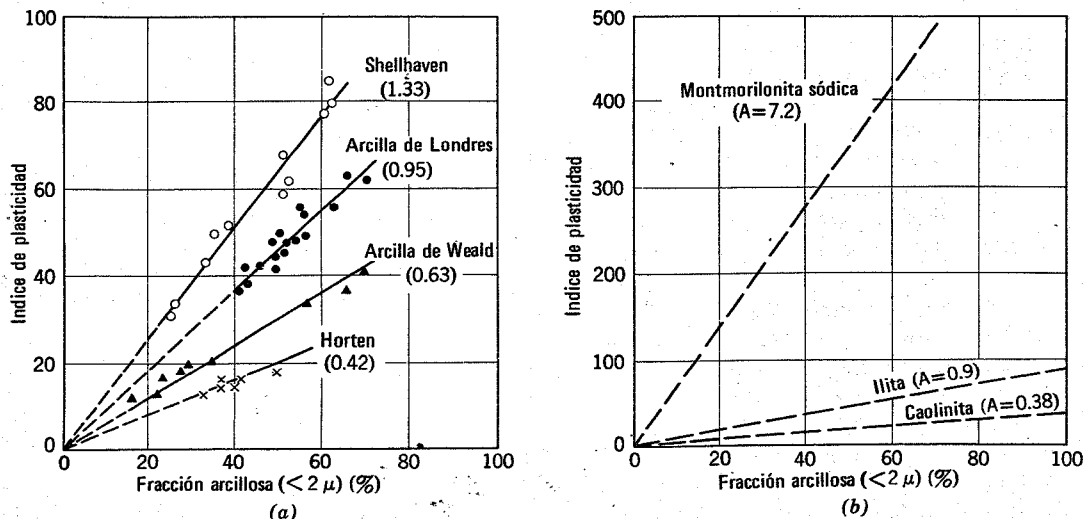


Fig. 3.5. Relación entre el índice de plasticidad y la fracción arcillosa. Los números entre paréntesis señalan la "actividad" de las arcillas. (Según Skempton, 1933).

Tabla 3.6 Componentes y fracciones del suelo

Suelo	Fración del suelo	Símbolo	Granulometría y descripción	Definición de las propiedades
Fracciones gruesas	Bloques	No hay	Redondeados a angulosos, formados por rocas duras; gran tamaño y diámetro medio superior a 30 cm	Los bloques y boleos son elementos muy estables utilizados para terraplenes, balastos y para estabilizar taludes (enrocamientos). Debido a su tamaño y peso su presencia en los depósitos naturales de suelo tiende a mejorar la estabilidad de las cimentaciones. La angularidad de las partículas aumenta la estabilidad.
	Boleos, bolos	No hay	Redondeados a angulosos, procedentes de rocas duras; diámetros medio inferior a 30 cm pero superior a 15 cm.	
	Grava	<i>G</i>	Redondeada a angulosa, procedente de rocas duras; pasa por el tamiz de 3" (76.2 mm) y es retenida por el tamiz No. 4 (4.76 mm)	La grava y la arena tienen esencialmente las mismas propiedades ingenieriles aunque en grados diferentes. El tamiz No. 4 es una división arbitraria y no corresponde a un cambio apreciable de propiedades. Son fáciles de compactar, resultan poco afectadas por la humedad y no están sujetas a la acción de la helada. Las gravas suelen ser más estables frente al flujo de agua y más resistentes a la corrosión y a la tubificación que las arenas. Las arenas y gravas bien graduadas son generalmente menos permeables y más estables que aquellas deficientemente graduadas (granulometría uniforme). La irregularidad de las partículas hace aumentar ligeramente la estabilidad. La arena fina uniforme tiene características próximas a un limo: es decir, disminuye su permeabilidad y reduce su estabilidad al aumentar la humedad.
	Gruesa		Entre los tamices 3" a 3/4" (76.2 a 19 mm)	
	Fina		Entre los tamices 3/4" y No. 4 (19 mm a 4.76 mm)	
	Arena	<i>S</i>	Redondeada a angulosa, procedente de rocas duras; pasa por el tamiz No. 4 (4.76 mm) y es retenida por el tamiz No. 200 (0.074 mm)	
	Gruesa		Tamices No. 4 a 10	
	Media		Tamices No. 10 a 40	
Fina		Tamices No. 40 a 200		
Fracciones finas	Limo	<i>M</i>	Partículas que pasan por el tamiz No. 200 (0.074 mm). Identificables por su comportamiento: es decir, ligeramente plásticas o sin plasticidad cualquiera que sea la humedad y con escasa o nula resistencia al secarse al aire.	El limo es inestable por su propia naturaleza, particularmente cuando aumenta la humedad, con tendencia a fluir cuando está saturado. Es relativamente impermeable, difícil de compactar, muy susceptible a la acción de la helada, fácilmente erosionable y sujeto a la tubificación y ebullición. Los granos de forma cúbica reducen la compresibilidad; los granos lajosos, como la mica, diatomas, etc, aumentan la compresibilidad, dan lugar a un limo "elástico".
	Arcilla	<i>C</i>	Partículas que pasan por el tamiz No. 200 (0.074 mm). Identificables por su comportamiento: es decir, puede conseguirse que presenten propiedades de plasticidad dentro de una amplia gama de humedades y posean considerable resistencia al secarse al aire.	La característica diferenciante de la arcilla es la cohesión o resistencia cohesiva, que aumenta al disminuir la humedad. La permeabilidad de la arcilla es muy baja, es difícil de compactar en estado húmedo e imposible de drenar por métodos ordinarios; compactada es resistente a la erosión y a la tubificación, no es susceptible a hinchamientos por efecto de la helada. Está sometida a expansión y retracción con las variaciones de humedad. Las propiedades dependen no sólo del tamaño y forma (partículas laminadas, lajosos), sino también por su composición mineral, es decir, el tipo de mineral arcilloso y el medio químico o la capacidad de intercambio iónico. En general el mineral arcilloso montmorilinita tiene el mayor efecto sobre las propiedades, siendo este efecto mínimo en el caso de la illita y la caolinita.
	Materia orgánica	<i>O</i>	Materia orgánica de diversos tamaños y en diversas fases de descomposición.	La presencia de materia orgánica incluso en cantidades moderadas hace aumentar la compresibilidad y reduce la estabilidad de las fracciones finas del suelo. Puede descomponerse creando vacíos y haciendo variar las propiedades de un suelo por alteración química por lo cual los suelos orgánicos no son adecuados para usos ingenieriles.

Según Wagner, 1957.

Nota. Los símbolos y fracciones están de acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación. Para la identificación de campo se supone que 1/4 de pulgada (6 mm) equivale al tamiz No. 4 y el tamiz No. 200 se define como "el mínimo tamaño de las partículas que se puede apreciar a simple vista". Las fracciones de la arena no son divisiones análogas en una escala logarítmica; se eligió el tamiz No. 10 debido al significado asignado a este tamaño por algunos investigadores. El tamiz No. 40 se eligió porque los "límites de Atterberg", se determinan con la fracción del suelo que pasa por dicho tamiz.

La medida de las propiedades fundamentales de un suelo, como la permeabilidad, la compresibilidad y la resistencia, puede ser difícil, caro y requerir mucho tiempo. En muchos problemas de ingeniería de suelos, como el proyecto de pavimentos, no se dispone de expresiones racionales para analizar la solución numéricamente. Por estas razones, puede ser muy útil dividir los suelos en grupos con comportamiento semejante. Es lo que se denomina *clasificación de suelos*.

La clasificación de suelos consiste, pues, en incluir un suelo en un grupo que presenta un comportamiento semejante. La correlación de unas ciertas propiedades con un grupo de un sistema de clasificación suele ser un proceso empírico puesto a punto a través de una experiencia considerable. La clasificación de suelos permite resolver muchos tipos de problemas sencillos, y sirve de guía para preparar el programa de experimentación, si la dificultad e importancia del problema requiere una investigación más profunda.

La mayoría de las clasificaciones de suelos utilizan pruebas muy sencillas, de tipo indicativo, para obtener las características del suelo necesarias para asignarlo a un determinado grupo. Evidentemente una clasificación de suelos pierde su valor si las pruebas de partida resultan más complicadas que la necesaria para medir directamente la propiedad fundamental que se desea conocer. Las características utilizadas más corrientemente son la granulometría y la plasticidad.

Como las clasificaciones de suelos se han preparado para servir de ayuda en la resolución de problemas, han surgido clasificaciones adaptadas a muchos tipos de problemas. Así pues, para su utilización en problemas de flujo y filtración, los suelos se clasifican según su grado de permeabilidad, siendo ésta elevada, media, baja, muy baja o prácticamente nula. El *Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los EE. UU.*, ha desarrollado una clasificación de susceptibilidad a la helada en la cual, partiendo de la granulometría, se puede clasificar un suelo en categorías según su comportamiento frente a la helada. El *Bureau of Public Roads* ha preparado una clasificación de los suelos utilizados en la construcción de carreteras. Tanto el *Cuerpo de Ingenieros* como la *FAA** han desarrollado clasificaciones para la construcción de pistas de aeropuertos. En 1952 el *Bureau of Reclamation* y el *Cuerpo de Ingenieros* presentaron un "sistema unificado" destinado a servir para todos los problemas de ingeniería en los que intervinieran suelos. Esta clasificación se presenta en las tablas 3.5 y 3.6. La tabla 3.7 da indicaciones generales sobre la permeabilidad, resistencia y compresibilidad de diversos tipos de suelos de cada grupo para su empleo en presas de tierra, canales, cimentaciones y pistas de aeropuerto.

La clasificación de suelos constituye una ayuda valiosa para el ingeniero. Le da indicaciones generales, transformando de manera empírica los resultados de la experiencia de campo. Sin embargo el ingeniero debe ser precavido al utilizar las clasificaciones de suelos. La resolución de problemas de flujo, asentamiento o estabilidad únicamente a partir de clasificaciones puede llevarle a resultados desastrosos. Como se indicará en capítulos posteriores, las

* FAA = Federal Aviation Agency. Organismo del Gobierno norteamericano que interviene en la construcción de aeropuertos civiles.

correlaciones empíricas entre las propiedades características y el comportamiento de un suelo pueden presentar grandes dispersiones.

3.5 RESUMEN DE PUNTOS PRINCIPALES

1. Existe un gran número de magnitudes (dadas en la Fig. 3.1) que sirven para expresar las relaciones entre las fases de un elemento de suelo. Estas magnitudes constituyen una base esencial de la mecánica de suelos.
2. El grado de compacidad de una arena se expresa por su compacidad relativa, la cual constituye un indicador muy seguro del comportamiento de este suelo.
3. La distribución granulométrica y los límites de Atterberg son pruebas muy útiles para la clasificación de suelos. Como la realización de estas pruebas implica la alteración del suelo, los resultados no son indicativos del comportamiento del suelo inalterado *in situ*.

PROBLEMAS

3.1 Cuatro muestras de suelo, con una relación de vacíos de 0.76 y un peso específico relativo de 2.74, tienen grados de saturación de 85, 90, y 100%. Determinar el peso específico γ_t de cada una de las cuatro muestras.

3.2 Un metro cúbico de suelo en su estado natural pesa 1.81 ton; después de secarlo pesa 1.54 ton. El peso específico relativo del suelo es 2.70. Calcular el grado de saturación, relación de vacíos, porosidad y humedad del suelo en su estado natural.

3.3 Un recipiente con suelo saturado pesaba 113.27 gr antes de colocarlo en una estufa y 100.06 gr después de secarlo durante una noche. El recipiente pesa 49.31 gr el peso específico relativo del suelo es 2.80. Calcular la relación de vacíos, la porosidad y la humedad de la muestra original de suelo.

3.4 Un suelo saturado tiene un peso específico de 1.92 ton/m³ y una humedad del 32.5%. Calcular la relación de vacíos y el peso específico relativo del suelo.

3.5 Una muestra de arena seca con peso específico de 1.68 ton/m³ y un peso específico relativo de 2.70 se expone a la lluvia. Durante la lluvia el volumen de la muestra permanece constante pero su grado de saturación aumenta al 40%. Calcular el peso específico y la humedad del suelo, modificados por efecto de la lluvia.

3.6 Calcular el peso específico sumergido de cada una de las siguientes muestras de suelo saturado:

- a) Una arena limosa de peso específico total = 2.10 ton/m³
- b) Una arcilla magra, de peso específico total = 1.95 ton/m³
- c) Una arcilla muy plástica, de peso específico total = 1.70 ton/m³.

Adóptense valores razonables sobre los datos adicionales que puedan necesitarse.

3.7 Para un suelo con un peso específico relativo de 2.70 prepárese un gráfico en el que el peso específico total (en gr/cm³ con una variación desde 1.0 a 2.5) se represente en ordenadas y la relación de vacíos (variable de 0.2

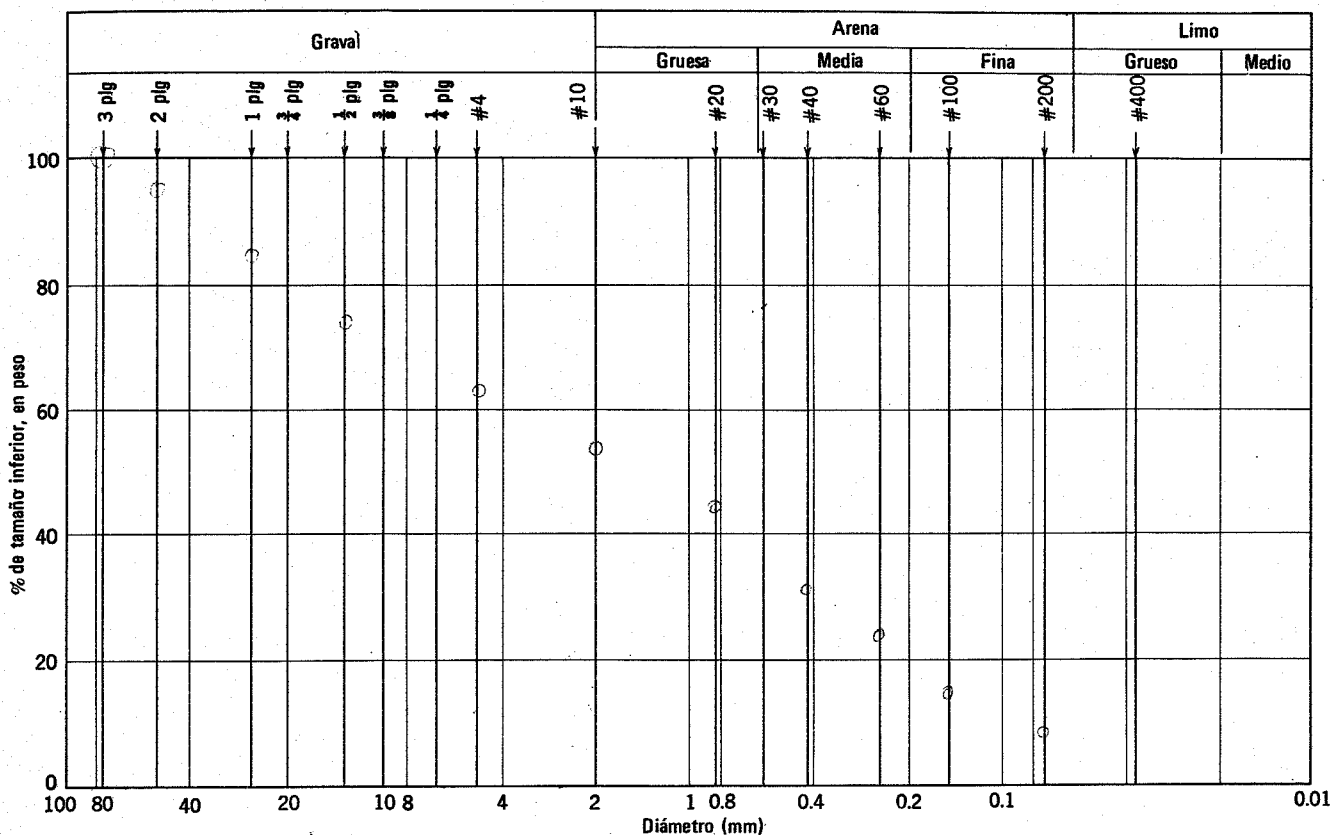


Fig. P3.10

a 1.8) en abscisas. Representar los puntos correspondientes a porcentajes de saturación de 0.50 y 100 %.

3.8 Demostrar la relación $G_w = S_e$

3.9 Una muestra de partículas paralelas de caolinita (con el tamaño indicado en la Fig. 5.6) se satura. La humedad es del 30%. ¿Cuál será la separación media entre las partículas?

3.10 El análisis granulométrico de un suelo ha dado los siguientes resultados:

Tamiz	3"	2"	1"	1/2"	#4	#10
Porcentaje que pasa	100	95	84	74	62	55
Tamiz	#20	#40	#60	#100	#200	
Porcentaje que pasa	44	32	24	16	9	

a) Representar la distribución granulométrica de este suelo en el gráfico de la Fig. P3.10 y clasificar el suelo según la escala que aparece en la figura.

b) Comentar la idoneidad de este suelo como material de drenaje en el trasdós o respaldo de un muro de retención.

Indicaciones. a) Utilizar las tablas 3.5 - 3.7 para prever si el suelo será o no permeable, apto para utilizarlo como material de construcción, etc. b) Un conocido criterio respecto a la susceptibilidad frente a la helada es que el porcentaje inferior a 0.2 mm debe ser menor del 3% para que un material no sea susceptible a la helada.

3.11 Demostrar que la identidad dada por la Ec. 3.1 es correcta.

CAPITULO 4

Características de las partículas de un suelo

Una muestra de suelo está formada por un conjunto de muchas partículas individuales y por el aire o agua que rellena los huecos entre ellas. En este capítulo examinaremos las características de una partícula individual de suelo.

4.1 MORFOLOGIA DE UNA PARTICULA DE SUELO

Tamaño

El tamaño de una partícula que no tenga forma esférica o cúbica, no puede definirse unívocamente por una simple dimensión lineal. El significado del "tamaño" depende, por tanto, de la dimensión medida y de la forma de medición. Métodos habituales para la determinación de los tamaños de las partículas de un suelo son el *análisis granulométrico por tamizado* para partículas de tamaño superior a aproximadamente 0.06 mm y el *análisis hidrométrico*¹ o por sedimentación para partículas más pequeñas. En el análisis por tamizado, las partículas de suelo se hacen pasar mediante sacudidas por las aberturas cuadradas de una malla o tamiz de tamaño especificado. Así pues, el "tamaño" de una partícula superior a 0.06 mm se basa en la dimensión lateral de un orificio cuadrado en un tamiz. En el análisis por sedimentación, el "tamaño" de una partícula es el diámetro de una esfera que se deposita en el agua a la misma velocidad que la partícula considerada.

El tamaño de las partículas de suelo varía desde 1×10^{-6} mm, es decir, 10 Å, hasta los bloques de roca de varios metros de espesor, en una escala desde 1 hasta más de 1 billón. La gran magnitud de esta escala puede apreciarse mejor teniendo en cuenta que la relación entre una canica y la tierra es también de 1 a 1 billón.

Para describir el tamaño de una partícula de suelo, podemos citar su dimensión o aplicarle un nombre que se haya asignado arbitrariamente a una cierta gama de tamaño. La tabla 4.1 da una serie de nombres con la gama de tamaños correspondiente (advirtase que en la tabla 4.1 se dan además, entre paréntesis, otros valores numéricos también utilizados). La palabra "arcilla" se utiliza también para describir suelos de grano fino con cierta

Tabla 4.1 Designación de las partículas según su tamaño

Bloques	> 30 cm
Boleos (bolos)	15 a 30 cm
Grava	2.0 mm (ó 4.76 mm) a 15 cm
Arena	0.06 (ó 0.076 mm) a 2.0 mm (ó 4.76 mm)
Limo	0.002 a 0.06 mm (ó 0.074 mm)
Arcilla	< 0.002 mm

plasticidad, como ya se ha comentado en el capítulo 3. Puede evitarse esta confusión empleando la denominación "fracción arcillosa" en lugar de simplemente "arcilla". para denominar las partículas inferiores a 2μ .

En la Fig. 4.1 se representan los tamaños de diversas partículas y los campos de aplicación de algunos métodos de apreciación de estos tamaños. En la cabecera de la Fig. 4.1 se muestra la clasificación por tamaños más ampliamente utilizada. A la vista de esta figura puede obtenerse una idea de conjunto sobre los tamaños de las partículas y su determinación.

Forma de las partículas

En la sección anterior ya se ha advertido que el tamaño de una partícula sólo puede expresarse por un número único cuando la partícula es regular, es decir de forma cúbica o esférica. Este caso no queda muy lejos de la realidad cuando nos referimos a partículas de suelo del tamaño de los limos o más gruesos, pero es totalmente inaplicable para partículas arcillosas. Esto se aprecia en las Figs. 4.2 y 4.3, donde aparecen partículas de arena, y en la Fig. 4.4 que muestra partículas de arcilla. Las partículas laminares, como las de mica, pueden presentarse con tamaños de limo o aún mayores, mientras que en las fracciones arcillosas las partículas tienen formas como las de las Fig. 4.2 y 4.3. Sin embargo, en general, la mayoría de las partículas del tamaño del limo o fracciones más gruesas suelen ser de formas bastante regulares mientras que las de la fracción arcillosa tienen dimensiones muy diferentes. La forma más común de las partículas arcillosas es la de laminilla aplanada, como se aprecia en las partículas de caolinita e ilita que aparecen en la Fig. 4.4. Sin em-

¹ Los detalles de estos métodos se dan en Lambe (1951).

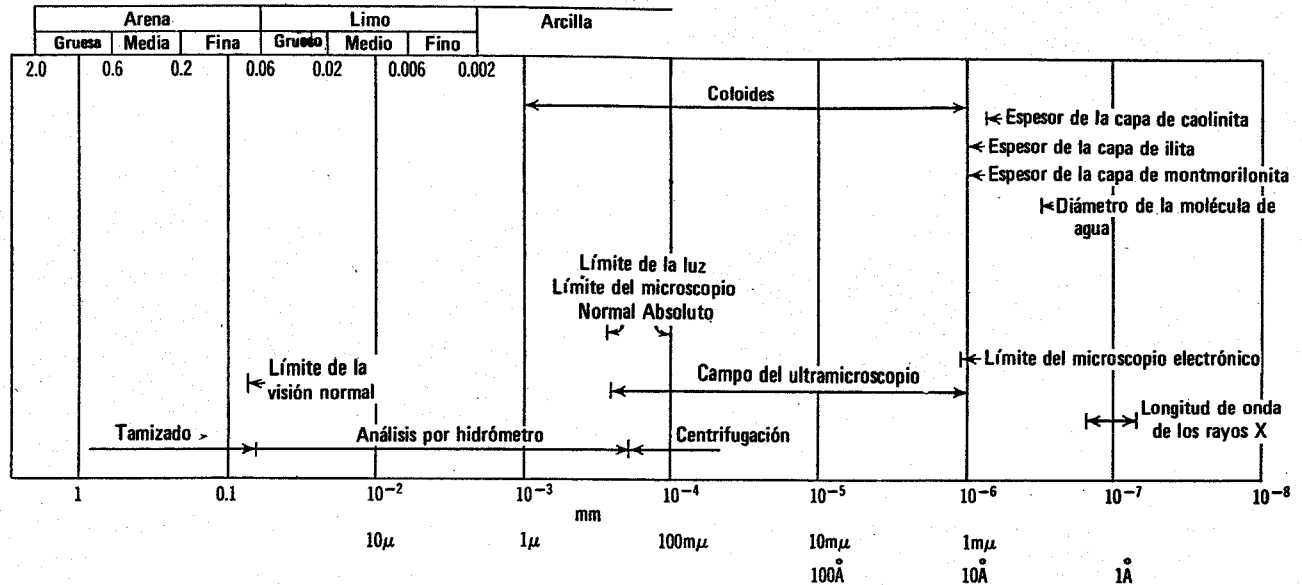


Fig. 4.1. Tamaños.

bargo también se encuentran partículas cilíndricas y prismáticas en los suelos, generalmente en la fracción arcillosa.

Al estudiar las rocas, los geólogos describen las formas de las partículas empleando términos como disco, esfera, hoja, barra, etc. según las relaciones entre las dimensiones. Por el contrario, el ingeniero civil suele encontrar poco práctica la caracterización numérica de la forma de las partículas, debido a los pequeños tamaños con que trabaja normalmente.

Redondez, textura superficial y color

El grado de redondez hace referencia a la agudeza de los bordes y cantos de una partícula. La Fig. 4.5 señala 5 grados de redondez.

Las características secundarias de la superficie de una partícula independientemente del tamaño, forma o grado de redondez, se denominan "textura superficial" de la partícula. Para describir esta textura se utilizan términos como pulimentada, lisa, rugosa, estriada, mate, etc.

El color es una característica muy útil para el geólogo que trabaja en minería, aunque es de escaso valor para el ingeniero de suelos. Sin embargo, éste utiliza frecuentemente el color para describir un conjunto de partículas, por ejemplo la arcilla azul de Boston. Las descripciones de colores deben utilizarse con cuidado ya que el color de una masa de suelo puede variar con la humedad o con la composición química.

Las partículas de suelo de las Figs. 4.2, 4.3 y 4.4 ilustran varias características morfológicas. Los granos de arena de Otawa y Raguba son redondeados y de aspecto mate. Las partículas de arena formadas por trituración de grandes bloques de roca (Fig. 4.2d, e y f), tienen cantos vivos y esquinas, y sus superficies no están estriadas, rayadas o sin brillo. En las fotografías de la arena de Venezuela puede advertirse que la compresión bajo elevadas presiones puede causar una degradación considerable de las

partículas. La arena natural de Venezuela (Fig. 4.2h) tenía un 4% de partículas inferiores a 0,074 mm mientras que, después de someterla a compresión (Fig. 4.2i), el porcentaje de partículas menores de 0,074 mm era del 20%.

Todas las arenas de Libija de la figura, excepto la arena de Raguba, son de localidades próximas al mar Mediterráneo y contienen un 70 a 90% de carbonatos. La arena de Raguba procede del desierto, a 160 km de distancia del mar, y se compone de cuarzo en un 98%. Las arenas de base carbonatada, especialmente las de la Fig. 4.3a, presentan un elevado grado de agregación (es decir, cementación de las partículas), como puede advertirse. Esta cementación influye inevitablemente sobre el comportamiento del suelo. Por ejemplo, las pruebas realizadas sobre muestras inalteradas de arena presentan una clara variación del comportamiento esfuerzo-deformación con el tiempo. Sin embargo, las pruebas realizadas sobre muestras reconstituidas en las que se había destruido la cementación mostraron una dependencia del tiempo mucho menor.

La partícula de caolinita de la Fig. 4.4 tiene una longitud de aproximadamente 1μ y 0.08μ de espesor. Pueden verse otras partículas más pequeñas de caolinita encima de la grande. La superficie de la partícula de caolinita aparece lisa a una escala de probablemente 100\AA . Las partículas más pequeñas de arcilla (montmorilonita) pueden existir, y de hecho existen normalmente, en laminillas de solamente 10\AA de espesor, siendo lisas en la extensión de un angstrom.

4.2 COMPOSICION DE UNA PARTICULA DE SUELO

El estudiante que se inicia en la mecánica de suelos suele razonar con aparente lógica que la composición de las partículas individuales de un elemento de suelo constituye una característica importante del mismo. Esta creencia es falsa en cuanto que existen muy pocas relacio-

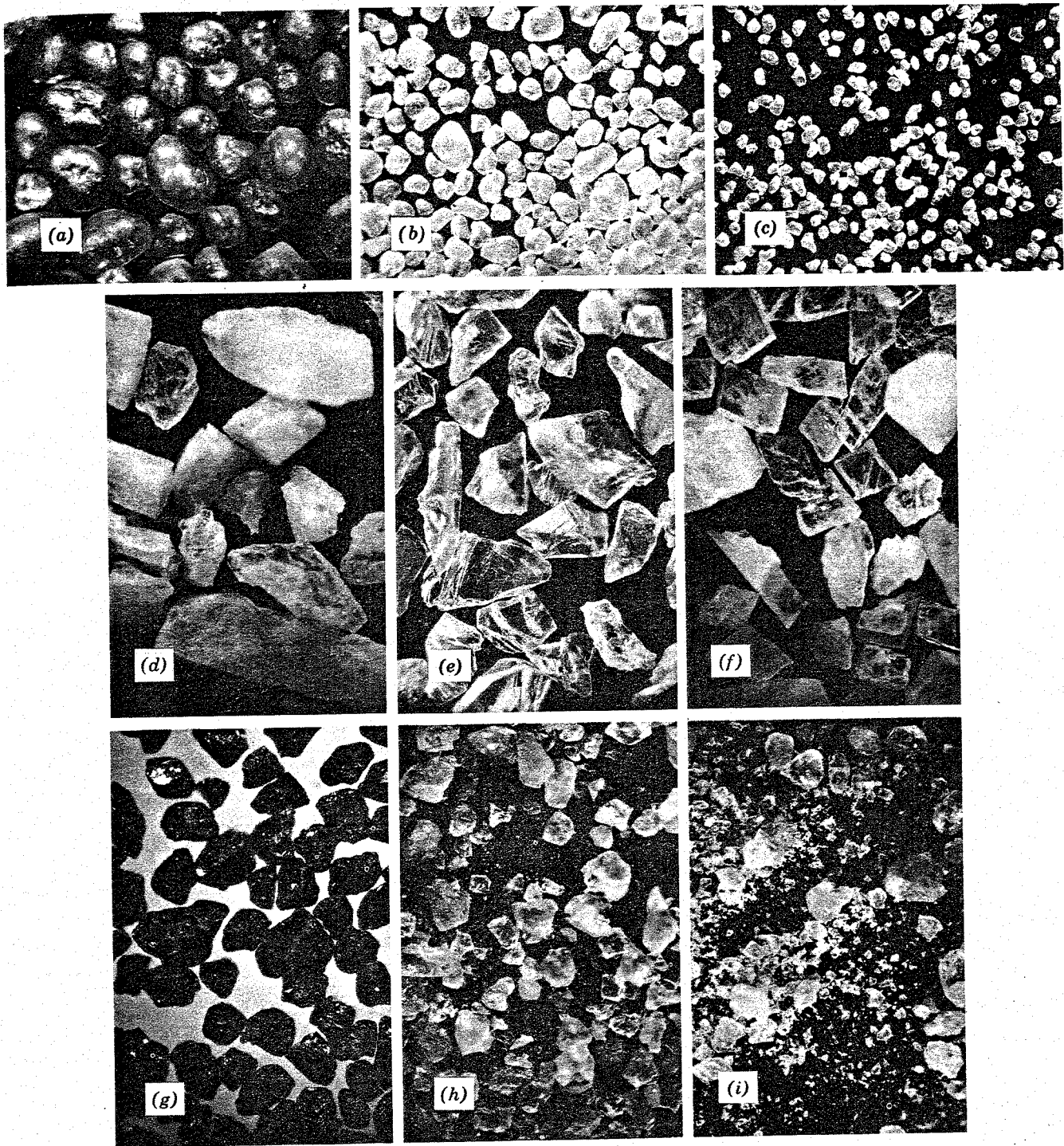


Fig. 4.2 Partículas de arena. a) Arena de Ottawa, 0.42 a 0.84 mm. b) Arena de Ottawa, 0.19 a 0.42 mm. c) Arena de Ottawa, 0.11 a 0.19 mm. d) Cristales de feldspato, 0.19 a 0.42 mm. e) Cristales de cuarzo, 0.19 a 0.42 mm. f) Cristales de dolomita, 0.19 a 0.42 mm. g) Arena de playa de Hawai. h) Arena de Venezuela. i) Arena de Venezuela (arena h comprimida bajo 1,400 kg/cm²) (Según Roberts, 1964.)

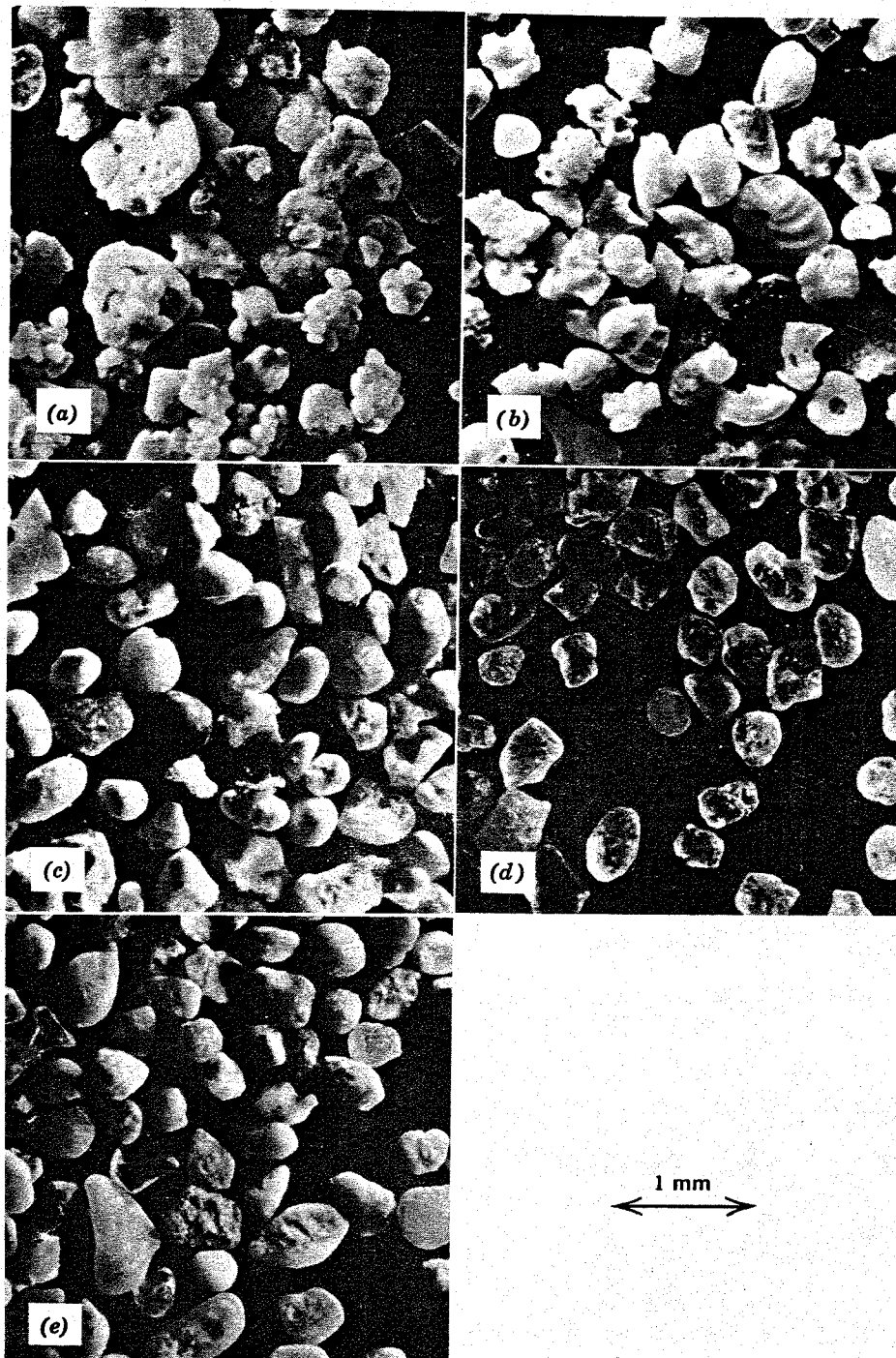


Fig. 4.3. Arenas de Libia (fracción de 0.15 a 0.25 mm). *a)* Terreno de una factoría, Brega. *b)* Fondo del puerto, Brega. *c)* Planta de gas natural. *d)* Raguba. *e)* Recinto de depósitos de crudo, Brega. (Arenas facilitadas por ESSO, Libia; Fotos de R. T. Martin, M. I. T.).

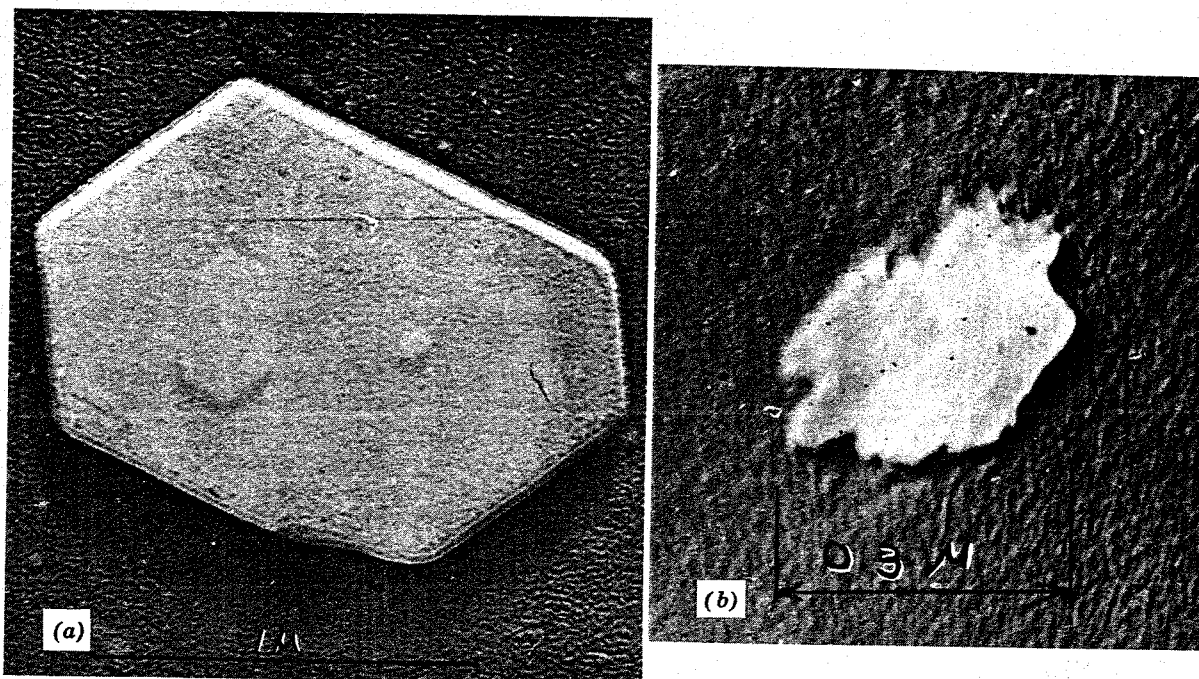


Fig. 4.4. Partículas de arcilla. a) Caolinita (Lambe, 1951). b) Illita (Fotos de R. T. Martin, M. I. T.).

nes útiles entre la composición de un suelo y su comportamiento. Por otro lado, tal creencia es cierta en lo que se refiere a un conocimiento fundamental del comportamiento del suelo. La naturaleza y disposición de los átomos en una partícula de suelo, es decir su composición, tiene una considerable influencia sobre la permeabilidad, resistencia y transmisión de esfuerzos en los suelos, especialmente en los de grano fino. Existen ciertos minerales que pueden conferir propiedades no usuales al suelo que los contiene. Ejemplos de ellos son la montmorilonita y la haloisita. La montmorilonita puede hacer que un suelo sea muy expansivo, mientras que la haloisita puede dar lugar a que un suelo tenga un peso específico muy bajo. Estas y otras relaciones entra la composición y el comportamiento de un suelo se citan en capítulos posteriores. Así pues, el estudiante necesita conocer la composición de un suelo si quiere entender los fundamentos del comportamiento de la arcilla y en particular la variación de este comportamiento con el tiempo, la presión y las condiciones exteriores. Al explicar el comportamiento del suelo, en capítulos posteriores de este libro, se hará referencia al material presentado en el resto de este capítulo sobre la composición de un suelo.

Una partícula de suelo puede ser *orgánica* o *inorgánica*: Se conoce muy poco sobre la composición de los suelos orgánicos; de hecho, en el presente estado de conocimientos, el ingeniero no suele preocuparse de identificar los compuestos orgánicos reales de un suelo. Existen suelos formados totalmente por partículas orgánicas, como la turba o el muskeg², mientras que hay suelos que contienen algunas

partículas orgánicas y algunas inorgánicas, como el "limo orgánico".

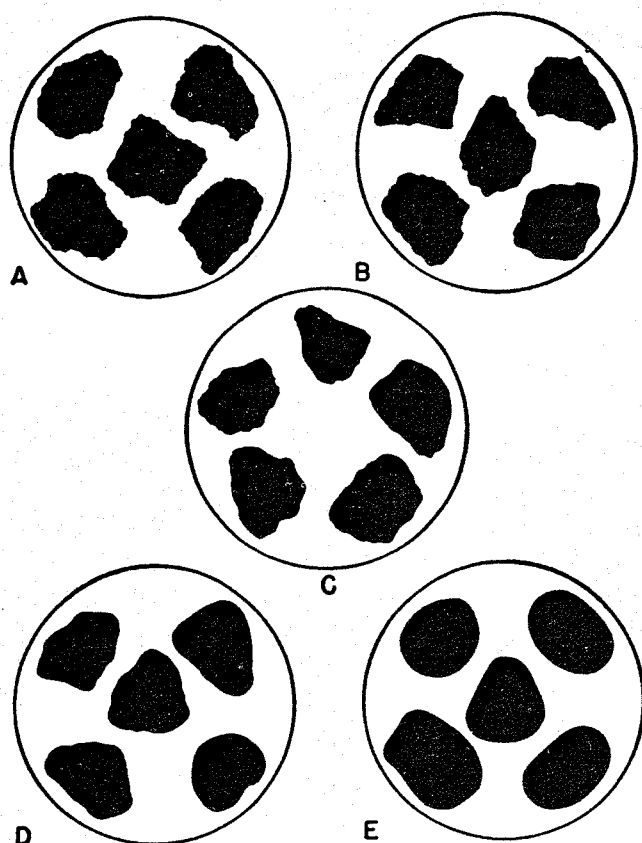
Una partícula de suelo inorgánico puede ser un mineral o una roca. Un *mineral* es un elemento o compuesto químico presente en la naturaleza y formado por un proceso geológico (es decir, tiene una composición química expresable mediante una fórmula). Una *roca* es el material sólido que constituye la corteza exterior de la tierra y está formada por uno o más minerales o cristales.

En el resto de este capítulo se exponen algunos principios de mineralogía, describiendo algunos minerales de interés para el ingeniero de suelos. La finalidad de esta presentación es introducir al lector al conocimiento de la naturaleza y disposición de los átomos en las partículas de suelo, de forma que pueda comprender por qué algunas partículas son laminillas típicamente activas y otras, formadas por grandes granos, de dimensiones aproximadamente iguales, son relativamente inertes. Para un estudio detallado de mineralogía el lector puede consultar tratados dedicados totalmente a este tema, como los de Grim (1953), Dana (1959) y las Memorias del Congreso Nacional sobre Arcillas y Minerales Arcillosos³ (*Proceeding of National Conference on Clays and Clay Minerals*).

Los minerales han sido clasificados según la naturaleza de los átomos y su disposición. La primera clasificación comprende grupos como carbonatos, fosfatos, óxidos y silicatos. Esta clasificación tiene un valor limitado para el ingeniero civil ya que los minerales más abundantes e importantes son los silicatos. De hecho, si se amontonaran todos los suelos del mundo, el 90%, del peso del montón se debería a los silicatos.

² El *National Research Council* de Canadá ha dedicado un Grupo al estudio del "muskeg" durante numerosos años. Las diversas Memorias de las Conferencias de Investigación sobre el Muskeg patrocinadas por el NRC constituyen una excelente fuente de información sobre este terreno.

³ Se pueden solicitar a la Oficina de Publicaciones de la Academia Nacional de Ciencias, National Research Council, 2101 Constitution Avenue, Washington, 25, D.C.



Ejemplos de las distintas clases de redondez. A, angulosa; B, subangulosa; C, subredondeada; D, muy redondeada

Fig. 4.5. Grado de redondez de las partículas [Fig. 24 de *Sedimentary Rocks* (1949) por F. J. Pettijohn, con autorización de Harper & Row, Editores.]

La tabla 4.2 (pág. 63) muestra una clasificación de los silicatos de acuerdo con la disposición de los átomos en el mineral. Esta clasificación tiene gran mérito por diversas razones. En primer lugar, constituye una agrupación bien definida ya que sólo existe un silicato conocido (vesubianita) que podría clasificarse en más de un grupo. En segundo lugar, existe una relación entre la disposición atómica en un mineral y sus propiedades físicas, ópticas y químicas.

Los suelos proceden generalmente de la descomposición de las rocas, por lo cual los minerales más abundantes en los suelos son los propios de las rocas y aquéllos más resistentes a la meteorización física o química. Los minerales de estructura en capa o retículo son por tanto los constituyentes más abundantes y comunes de los suelos.

Unidades estructurales básicas

El estudio de la estructura de los silicatos puede facilitarse "construyendo" un mineral a partir de ciertas estructuras básicas. Este método resulta muy pedagógico y no quiere decir necesariamente que sea el método según el cual se ha formado el mineral en la naturaleza. Las estructuras expuestas en este capítulo son entes ideales. El cristal típico de una arcilla es una estructura compleja semejante al esquema idealizado, pero presentando gene-

ralmente sustituciones irregulares e interposiciones entre capas. La Fig. 4.6 muestra un grupo de unidades básicas. El tetraedro oxígeno-silicio está formado por 4 átomos de oxígeno unidos a un átomo de silicio, formando la unidad que aparece en la Fig. 4.6a. Los átomos se han dibujado a escala partiendo de los radios, medidos en angstroms, que aparecen en la Fig. 4.6h. Las valencias eléctricas correspondientes se indican en la tabla, a la derecha de cada unidad.

La Fig. 4.6c muestra el octaedro de aluminio y la Fig. 4.6d el octaedro de magnesio. Combinando los tetraedros de silicio se obtiene la capa o lámina de sílice que aparece en la Fig. 4.6e. Combinando los octaedros de aluminio se obtiene la gibbsita (Fig. 4.6f) y combinando los octaedros de magnesio la brucita (Fig. 4.6g). El examen de las valencias señaladas en la Fig. 4.6 muestra que el tetraedro y los dos octaedros no son neutros eléctricamente y por lo tanto no pueden existir como unidades aisladas. Sin embargo la gibbsita y la brucita son eléctricamente neutras y existen en la naturaleza como tales.

Estructuras de dos capas

Si colocamos una unidad de brucita sobre una unidad de sílice obtenemos la serpentina, como indica la Fig. 4.7. Esta figura muestra tanto la estructura atómica como la representación simbólica. Combinando de manera semejante la gibbsita con la sílice se obtiene la caolinita (Fig. 4.8).

Una partícula mineral real no está formada generalmente por sólo unas pequeñas capas básicas, como indican las estructuras simbólicas de las Figs. 4.7 y 4.8. Por el contrario, un cierto número de capas están colocadas unas encima de otras para formar un cristal real; la partícula de caolinita que aparece en la Fig. 4.4 contiene aproximadamente 115 unidades de dos capas. La unión entre las unidades básicas bicapa está formada por enlaces de hidrógeno y fuerzas de valencia secundaria.

En la formación real de los silicatos suele ocurrir frecuentemente el fenómeno de *substitución isomorfa*. La substitución isomorfa (es decir "de la misma forma"), consiste en el reemplazamiento de un tipo de átomo por otro. Por ejemplo, uno de los lugares ocupados por un átomo de silicio en la Fig. 4.8 puede ser ocupado por un átomo de aluminio. Este ejemplo de substitución isomorfa podría producirse si en el punto de formación del mineral se dispusiera más fácilmente de un átomo de aluminio que de un átomo de silicio; por otro lado, el aluminio tiene unas características de coordinación bastante semejantes a las del silicio, por lo cual puede ocupar la posición de éste en la estructura cristalina. La substitución del aluminio que tiene valencia +3 por el silicio de valencia +4 tiene dos efectos importantes:

1. Aumento de una carga neta negativa debida a la substitución.
2. Una ligera distorsión de la estructura cristalina por no ser los iones de idéntico tamaño.

El significado de la carga neta se comentará en el capítulo 5. La distorsión tiende a coartar el crecimiento del cristal, limitando así el tamaño del mismo. En la caolinita existe escasa capacidad de substitución isomorfa, siendo una de las posibilidades la substitución de un átomo

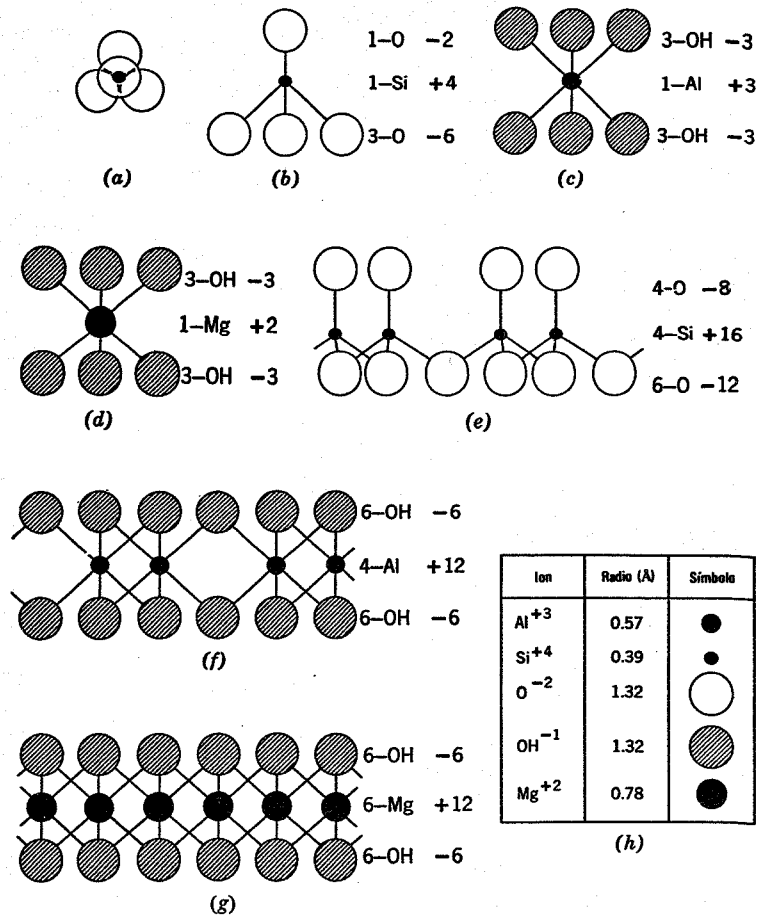


Fig. 4.6.-Unidades estructurales básicas de los silicatos. a) y b) Tetraedro de silicio. c) Octaedro de aluminio. d) Octaedro de magnesio. e) Sílice. f) Gibbsita. g) Brucita.

de silicio por uno de aluminio en la capa de sílice del mineral. Para explicar la carga de la caolinita basta con una sustitución cada 400 iones de silicio.

Como la estructura básica de la caolinita está formada por una capa de gibbsita sobre una capa de sílice, este mineral se denomina de dos capas o "bicapa". La caolinita es el mineral más importante y más común de los silicatos bicapa encontrados por el ingeniero. La haloisita, que tiene esencialmente la misma composición y estructura que la caolinita, es también un miembro interesante aunque poco habitual del grupo de los silicatos de dos capas. La diferencia principal entre la haloisita y la caolinita es la presencia de agua entre las capas básicas de la haloisita, lo que da lugar a que ésta se forme en partículas tubulares.

Estructuras de tres capas

Los silicatos de tres capas (tricapas) se forman colocando una capa de sílice por encima y otra por debajo de una capa de gibbsita o de brucita. La Fig. 4.9 muestra la estructura de la pirofilita formada por una capa de gibbsita entre dos de sílice. La Fig. 4.10 muestra la estructura de la moscovita, semejante a la pirofilita excepto por la

sustitución isomorfa de un átomo de aluminio por silicio en la moscovita. La carga neta negativa originada por esta sustitución se equilibra con iones potasio, que sirven para unir los grupos de tres capas, como se indica en la estructura simbólica de la Fig. 4.10.

Las estructuras de tres capas más comunes en los suelos son la montmorilonita y la ilita. La montmorilonita tiene una estructura semejante a la pirofilita con la excepción de que se ha producido la sustitución isomorfa del magnesio por el aluminio en la capa de gibbsita.

La Fig. 4.11 resume los silicatos de mayor importancia para el ingeniero civil.

Retículos tridimensionales

El cuarzo, estructura silicatada tridimensional, tiene una relación muy baja oxígeno: silicio (2:1) como se indica en la tabla 4.2. Resulta, por tanto, uno de los minerales más resistente a la meteorización. Los feldespatos tienen unas relaciones oxígeno: silicio elevadas (2.7 a 4.0) y por efecto de la meteorización pueden transformarse en minerales arcillosos. Como estos minerales son muy corrientes en la composición de las rocas, especialmente el cuarzo y los feldespatos, también abundan mucho en los

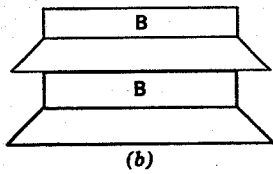
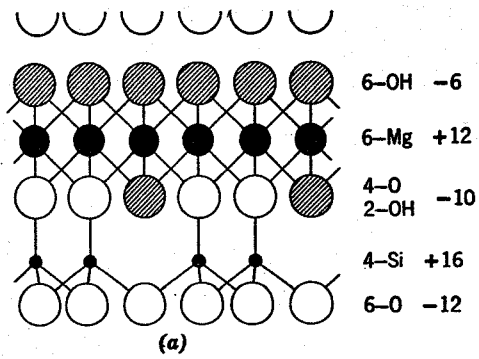


Fig. 4.7. Estructura de la serpentina a) Estructura atómica. b) Representación simbólica.

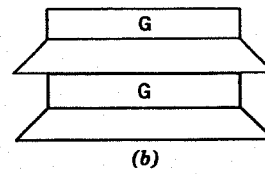
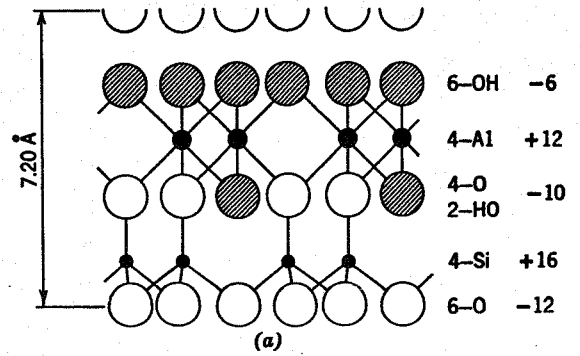


Fig. 4.8. Estructura de la caolinita. a) Estructura atómica. b) Representación simbólica.

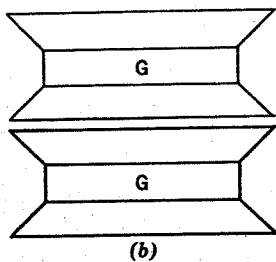
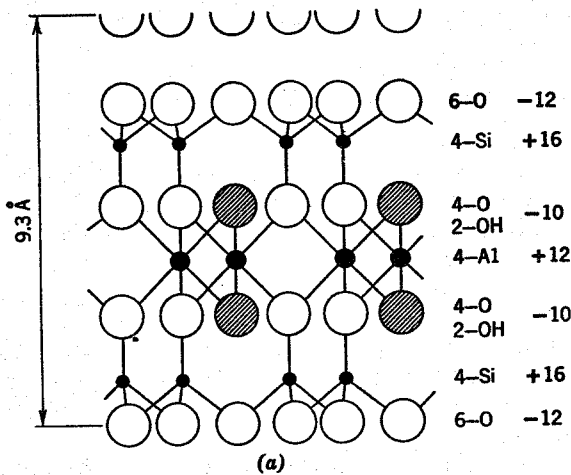


Fig. 4.9. Estructura de la pirofilita. a) Estructura atómica. b) Representación simbólica.

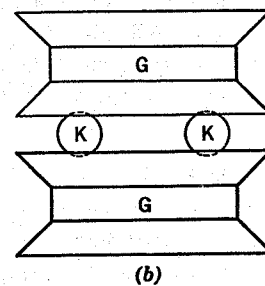
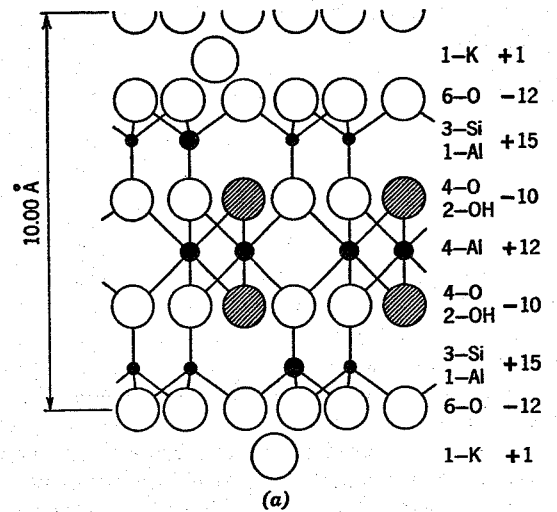


Fig. 4.10. Estructura de la moscovita. a) Estructura atómica. b) Representación simbólica.

Mineral	Representación simbólica	Substitución isomorfa (tipo y porcentaje)	Enlace entre capas (tipo y resistencia)	Superficie específica (m ² /gr)	$\frac{1}{\text{Densidad de carga (Å}^2/\text{ion)}}$	Capacidad de cambio potencial (me/100 gr)	Capacidad de cambio real (me/100 gr)	Forma de las partículas	Tamaño de las partículas
Serpentina		ninguna	Enlace de H + valencia secundaria			1	1	Aplanada o fibrosa	
Caolinita		Al por Si 1 de 400	Enlace de H + valencia secundaria	10-20	83	3	3	Aplanada	$d = 0.3 \text{ a } 3\mu$ espesor $e = 1/3$ a $1/10d$
Haloisita (4H ₂ O)		Al por Si 1 de 100	Valencia secundaria	40	55	12	12	Cilíndrica hueca	$D. E. = 0.07 \mu$ $D. I. = 0.04 \mu$ $L = 0.5 \mu$
Haloisita (2H ₂ O)		Al por Si 1 de 100	Valencia secundaria	40	55	12	12	Cilíndrica hueca	$D. E. = 0.07 \mu$ $D. I. = 0.04 \mu$ $L = 0.5 \mu$
Talco		ninguna	Valencia secundaria			1	1	Aplanada	
Pirofilita		ninguna	Valencia secundaria			1	1	Aplanada	

Fig. 4.11. Silicatos de estructura laminar.

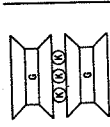
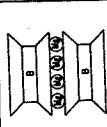
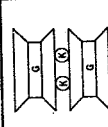
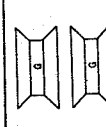
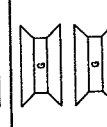
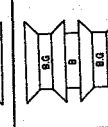

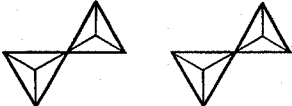
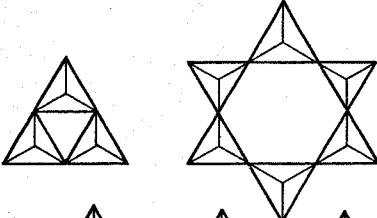
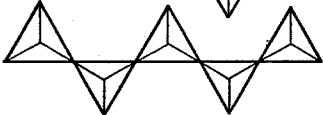
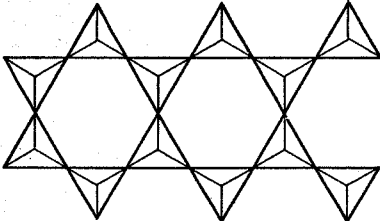
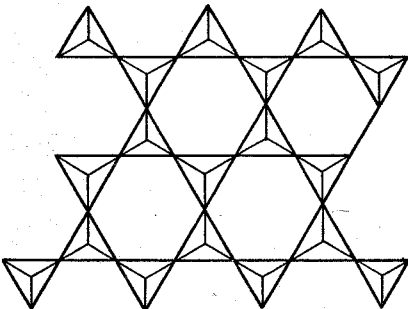
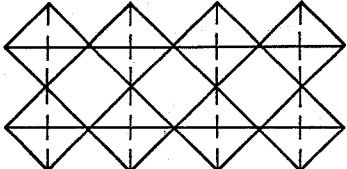
Moscovita		Al por Si, 1 de 4	Valencia secundaria + enlace de K		250	5-20	Aplanada	
Vermiculita		Al, Fe, por Mg Al por Si	Valencia secundaria + enlace de Mg	5-400	150	150	Aplanada	$e = 1/10d$ a $1/03d$
Ilita		Al por Si, 1 de 7 Mg, Fe por Al Fe, Al por Mg	Valencia secundaria + enlace de K	80-100	150	25	Aplanada	$d = 0.1$ a 2μ $e = 1/10d$
Montmorilonita		Mg por Al, 1 de 6	Valencia secundaria + enlace del ion de cambio	800	100	100	Aplanada	$d = 0.1$ a 1μ $e = 1/10d$
Nontronita		Al por Si, 1 de 6	Valencia secundaria + enlace del ion de cambio.	800	100	100	Prismática	$l = 0.4$ a 2μ $e = 1/10d$
Clorita		Al por Si, Fe, Al por Mg	Valencia secundaria + enlace de brucita	5-50	20	20	Aplanada	

Fig. 4.11. Silicatos de estructura laminar. (Continuación).

Tabla 4.2 Estructura de los silicatos.

Grupo estructural	Representación esquemática	No. de oxígenos correspondientes a cada átomo de silicio	Relación oxígeno silicio	Unidad Si-O y carga	Ejemplo
Tetraedros independientes		0	4:1	$(\text{SiO}_4)^{-4}$	Circonio ZrSiO_4
Grupos de dos tetraedros		1	7:2	$(\text{SiO}_{3\frac{1}{2}})^{-3}$	Akermanita $\text{Ca}_2\text{Mg}(\text{Si}_2\text{O}_7)$
Anillos		2	3:1	$(\text{SiO}_3)^{-2}$	Berilo $\text{Be}_3\text{Al}_2\text{Si}_6\text{O}_{18}$
Cadenas simples		2	3:1	$(\text{SiO}_3)^{-2}$	Ensteatita MgSiO_3
Cadena doble		$2\frac{1}{2}$	11:4	$(\text{SiO}_3)^{-2}$ y $(\text{SiO}_{2\frac{3}{2}})^{-1\frac{1}{2}}$	Tremolita $\text{Ca}_2\text{Mg}_5\text{Si}_8\text{O}_{22}(\text{OH})_2$
Capa o lámina		3	5:2	$(\text{SiO}_{2\frac{1}{2}})^{-1}$	Pirofilita $\text{Al}_2\text{Si}_4\text{O}_{10}(\text{OH})_2$
Retículo tridimensional		4	2:1	$(\text{SiO}_2)^0$	Cuarzo SiO_2

suelos. Aunque estos minerales se presentan a veces en partículas del tamaño de la arcilla, suelen ser más frecuentes en tamaños de limo o mayores. Debido a la naturaleza de su estructura, las partículas de los minerales con retículo tridimensional tienden a presentar formas aproximadamente equidimensionales.

4.3 RESUMEN DE PUNTOS PRINCIPALES

Este capítulo da una visión muy condensada de un amplio y extenso campo de conocimientos. Los puntos principales expuestos son los siguientes:

1. Las partículas de suelo varían desde tamaños muy pequeños a bloques muy grandes.
2. Generalmente, las partículas de arena y limo suelen ser aproximadamente equidimensionales, pero las de arcilla son de forma aplanada o, menos comúnmente, cilíndrica o prismática.
3. El tamaño, forma y actividad de las partículas pueden explicarse a partir de la química cristalina de la partícula.

4. La sustitución isomorfa, habitual en los silicatos, tiende a retardar la formación de cristales, creando en ellos cargas eléctricas no compensadas.

PROBLEMAS

4.1 ¿Puede esperarse que la arena que aparece en la Fig. 4.3a presente una distribución granulométrica que dependa del tratamiento dado a la misma antes del tamizado? ¿Por qué?

4.2 ¿Convendría disgregar mecánicamente la arena de la Fig. 4.3a antes de tamizarla si la finalidad del análisis granulométrico fuera relacionar el tamaño de las partículas con la permeabilidad? ¿Por qué?

4.3 Dibujar la estructura atómica de la montmorilonita [*Indicación:* Modifíquese la estructura de la pirofilita (Fig. 4.9) de acuerdo con la sustitución isomórfica que aparece en la Fig. 4.11]

4.4 Partiendo de la Fig. 4.5 clasifíquense las arenas de la Fig. 4.2 según su grado de redondez.

CAPITULO 5

Presiones normales entre partículas de suelo

En el capítulo 4 se han considerado las partículas de suelo individualmente, como unidades aisladas. En este capítulo se examina la interacción entre partículas de suelo adyacentes, es decir, las presiones que se desarrollan entre partículas de suelo y la forma en que estas presiones modifican la naturaleza del contacto entre partículas. En primer lugar se tratará el problema de los esfuerzos normales o presiones que actúan entre pequeñas partículas que no se encuentran en contacto. En el capítulo 6 se estudiarán los esfuerzos tangenciales y normales entre partículas en contacto.

De manera muy esquemática, los tipos de fuerzas que existen entre dos partículas de suelo adyacentes son (ver Fig. 5.1).

- F_m = fuerza en el contacto partícula-partícula
- F_a = fuerza en el contacto aire-partícula o aire-aire
- F_w = fuerza en el contacto agua-partícula o agua-agua
- R' = repulsión eléctrica entre las partículas
- A' = atracción eléctrica entre las partículas.

5.1 CARGA ELECTRICA DE UNA PARTICULA DE SUELO

Todas las partículas de suelo poseen una carga eléctrica. Esto puede demostrarse fácilmente mezclando un suelo de grano fino con agua en un recipiente e introduciendo en diferentes posiciones del mismo dos electrodos que formen un circuito eléctrico con una pila y un amperímetro. El amperímetro indicará que la carga eléctrica del circuito se transmite a través de la mezcla suelo-agua. Aunque teóricamente una partícula de suelo puede poseer carga positiva o negativa, solamente se han medido cargas negativas. Esa carga eléctrica puede deberse a uno, o a una combinación, de los factores siguientes:

1. Substitución isomorfa.
2. Disociación superficial de los iones hidroxilo.
3. Ausencia de cationes en la estructura cristalina.
4. Adsorción de aniones.
5. Presencia de materia orgánica.

De estas cinco posibles causas, la primera —substitución isomorfa— es la más importante.

Además de la carga eléctrica neta, una partícula de suelo puede poseer una carga de distribución, porque no coincide el centro de carga positiva con el centro de carga negativa. Análogamente, los enlaces cristalinos de una partícula de suelo dan lugar a cargas locales.

Como la magnitud de la carga eléctrica está en relación directa con el área de la partícula, la influencia de esta carga sobre el comportamiento de la partícula en lo que se refiere a las fuerzas de masa (es decir, el peso de la partícula) estará directamente relacionado con el área por unidad de masa de las partículas. La magnitud del área por unidad de masa, *superficie específica*,¹ resulta por tanto una buena indicación de la influencia relativa de las cargas eléctricas sobre el comportamiento de la partícula. El término *coloide* se emplea para describir una partícula cuyo comportamiento viene controlado por fuerzas de tipo superficial, en lugar de por fuerzas de masa.

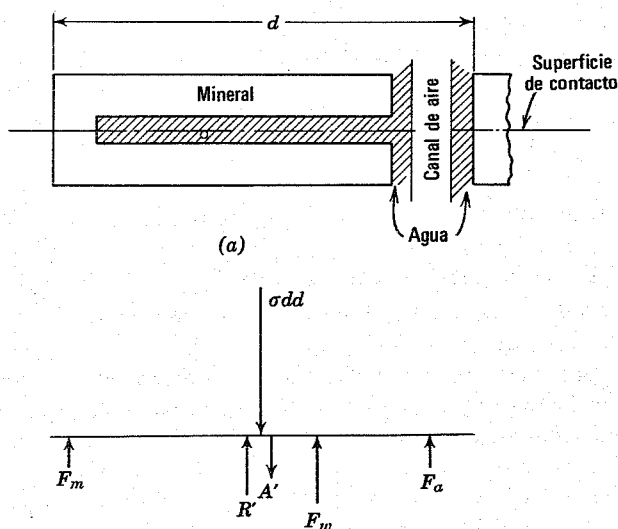


Fig. 5.1. Fuerzas entre partículas. a) Partículas de suelo adyacentes. b) Fuerzas transmitidas a través de la superficie de las partículas.

¹ La superficie específica se define a veces como el área por unidad de volumen.

Una partícula de arcilla es un coloide debido a su pequeño tamaño y forma irregular. Cuanto más pequeña es una partícula, mayor es su superficie específica, como puede verse en la tabla 5.1. Se aprecia en esta tabla que la

Tabla 5.1

Lado del cubo (cm)	Número de partículas	Volumen total (cm ³)	Area total (cm ²)	Area total ÷ volumen (1/cm)
1	1	1	6	6
$1 \mu = 10^{-4}$	10^{12}	1	60,000	60,000
$1 m\mu = 10^{-7}$	10^{21}	1	60.000,000	60.000,000

superficie específica aumenta de forma inversamente proporcional al tamaño de las partículas. Como puede comprobarse, la relación superficie-volumen de un cubo es $6/L$ y la de una esfera $6/D$.

La gama de tamaños de los coloides se ha fijado más o menos arbitrariamente en $1 m\mu$, a 1μ , como se indica en la figura 4.1. Por debajo de $1 m\mu$ se encuentran los diámetros de átomos y moléculas. La mayoría de las partículas de tamaño superior a aproximadamente 1μ vienen influidas predominantemente por fuerzas de masa. También se ha propuesto una superficie específica de $25 \text{ m}^2/\text{g}$ como límite inferior de la fracción coloidal. Los principios de la química coloidal son muy útiles para entender el comportamiento de la arcilla.

Las partículas de limo o mayores tienen superficies específicas menores de $1 \text{ m}^2/\text{gr}$, es decir, considerablemente inferiores al límite inferior de la fase coloidal. La columna que indica "superficie específica" en la Fig. 4.11 da valores típicos correspondientes a las partículas arcillosas. Adviértase en especial la gran diferencia de superficie específica entre la caolinita (10 a $20 \text{ m}^2/\text{gr}$) y la montmorilonita ($800 \text{ m}^2/\text{gr}$). La enorme superficie específica de la montmorilonita puede comprenderse si se tiene en cuenta que 6 gr de montmorilonita tienen aproximadamente la misma superficie de un campo de fútbol, o que solamente 12 gr de montmorilonita bastarían para cubrir todo un campo de fútbol (para cubrir el campo se requiere $2 \times 6 \text{ gr}$ ya que áreas de ambas caras de las partículas de arcilla contribuyen a la superficie específica).

Una partícula de suelo, en la naturaleza, atrae iones para neutralizar su carga neta. Estos iones atraídos, que se mantienen con un leve enlace sobre la superficie de la partícula y pueden ser fácilmente substituidos por otros, se denominan *iones de cambio* o iones intercambiables. La partícula de suelo con los iones de cambio es neutra.

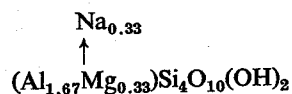


Fig. 5.2. Fórmula de la molécula o unidad de montmorilonita.

Peso molecular

$$\begin{array}{l} \text{Al: } 1.67 \times 26.97 = 45.0 \\ \text{Mg: } 0.33 \times 24.32 = 8.0 \\ \text{Na: } 0.33 \times 23.0 = 7.6 \\ \text{Si: } 4 \times 28.06 = 112.4 \\ \text{O: } 12 \times 16.00 = 192.0 \\ \text{H: } 2 \times 1.00 = 2.0 \\ \hline \text{Total } 367.0 \end{array}$$

$$\begin{aligned} \text{Carga negativa} &= \frac{1}{3} \text{ de equivalente electroquímico por } \\ & \quad 367 \text{ gramos/mol} \\ &= \frac{0.333}{367} = 0.091 \frac{\text{equivalentes}}{100 \text{ gramos}} \\ &= 91 \text{ me}/100 \text{ gr} \end{aligned}$$

Fig. 5.3. Cálculo de la carga negativa neta.

Para ilustrar la carga neta de una partícula de suelo, consideremos un cristal de montmorilonita de aproximadamente 1000 \AA de lado y el espesor de una estructura básica tricapa. La Fig. 5.2 muestra la fórmula estructural de la montmorilonita. La carga neta negativa, de $1/3$ de carga unitaria, aparece equilibrada por un átomo de sodio. Como convenio se representan los iones de cambio en las fórmulas estructurales por medio del sodio, aunque en las posiciones de cambio puede existir cualquier otro catión o una combinación de diversos cationes. El calcio es un catión de cambio muy común en los suelos.

La Fig. 5.3 muestra el cálculo del peso molecular de la montmorilonita. Este peso, de 367 gr , y la carga negativa de $1/3$ por molécula, pueden expresarse como miliequivalentes por 100 gr de arcilla, que se indican en forma abreviada por $\text{me}/100 \text{ gr}$. El cálculo de $91 \text{ me}/100 \text{ gr}$ como carga negativa teórica o *capacidad de cambio iónico* de la montmorilonita. La capacidad de cambio medida en la montmorilonita es muy próxima al valor teórico de 91 .

También se puede calcular teóricamente la superficie específica y la superficie por unidad de carga de un cristal de suelo. Las Figs. 5.4 y 5.5 presentan estos cálculos para una unidad de montmorilonita con 4 cationes de cambio en la capa de gibbsita. El valor calculado de $725 \text{ m}^2/\text{gr}$ es próximo al valor experimental obtenido en la Fig. 4.11 de $800 \text{ m}^2/\text{gr}$. (El valor de $800 \text{ m}^2/\text{gr}$ se obtuvo en una prueba de laboratorio en la que se depositó sobre el mineral una capa monomolecular de adsorbente). El valor de la carga neta por unidad de superficie, expresada en $1/\text{\AA}^2$ es la "densidad de carga" del mineral. El valor teórico de 139 obtenido en la Fig. 5.5 concuerda bastante bien con el valor medio (133) indicado en la Fig. 4.11.

$$\begin{aligned} \text{Area de la unidad estructural} &= 92.6 \text{ \AA}^2 \\ \text{Volumen de la unidad} &= \frac{92.6}{2} \text{ \AA}^2 \times 10 \text{ \AA} = 463 \text{ \AA}^3 \\ \text{Peso por unidad} &= 463 \text{ \AA}^3 \times 10^{-24} \text{ cm}^3/\text{\AA}^3 \times 2.76 \text{ gr/cm}^3 \\ &= 1278 \times 10^{-24} \text{ gr} \\ \text{Superficie específica} &= \frac{92.6 \text{ \AA}^2 \times 10^{-20} \text{ m}^2/\text{\AA}^2}{1278 \times 10^{-24} \text{ gr}} \\ &= 725 \text{ m}^2/\text{gr} \end{aligned}$$

Fig. 5.4. Cálculo de la superficie específica.

Carga negativa = $\frac{1}{3}$ por cada 2 cationes en la gibb...
 .. Carga negativa = $\frac{2}{3}$ por 4 cationes (unidad de la Fig. 4.9)

Superficie de la unidad estructural

$$2 \text{ (caras superior e inferior)} \times 8.9 \text{ \AA} \times 5.2 \text{ \AA} = 92.6 \text{ \AA}^2$$

(8.9 y 5.2 son dimensiones deducidas de la estructura molecular)

Superficie por unidad de carga negativa

$$92.6 \text{ \AA}^2 \times \frac{3}{2} = 139 \text{ \AA}^2$$

Resulta así una carga negativa neta por 139 \AA^2 de superficie

Fig. 5.5. Cálculo de la superficie por unidad de carga negativa.

5.2 COMPORTAMIENTO DE UNA PARTICULA EN PRESENCIA DE AGUA Y IONES

Consideremos ahora la naturaleza de una partícula de suelo en el agua, ya que éste es el estado que suele interesar casi siempre al ingeniero civil. Para conseguir una visión más general partiremos de dos partículas típicas de arcilla. La Fig. 5.6a muestra una partícula típica de montmorilonita, que es uno de los minerales arcillosos más pequeños y más susceptibles al agua; en la Fig. 5.6b aparece una partícula típica de caolinita, uno de los minerales mayores y menos sencibles a la humedad presentes en la arcilla. La Fig. 5.7 muestra una parte de la superficie lateral de cada una de estas partículas de arcilla junto con las posiciones de los iones de cambio.

Las dos partículas típicas de arcilla contienen aproximadamente 14,000 iones de cambio monovalentes en la montmorilonita y, 4,000,000 de iones monovalentes en la caolinita. La Fig. 5.8 contiene el cálculo del número de cargas negativas no compensadas, o número de iones de cambio monovalentes, en la partícula de montmorilonita. A efectos ilustrativos se ha elegido aquí el sodio como ion de cambio. Así pues la partícula de montmorilonita de la Fig. 5.6 podría llevar 14,000 iones de sodio y la de caolinita 4,000,000.

Si se sumergen ahora ambas partículas de arcilla en agua, tanto las superficies minerales como los iones de cambio absorberán agua, es decir, se hidratarán. Al hidratarse, el ion de sodio aumenta unas 7 veces, como se ilustra en la Fig. 5.7. Como se aprecia en los dibujos a escala, los iones de sodio hidratado son demasiado grandes para disponerse en una capa monoiónica sobre las partículas minerales, incluso teniendo afinidad química. En realidad, los iones de cambio

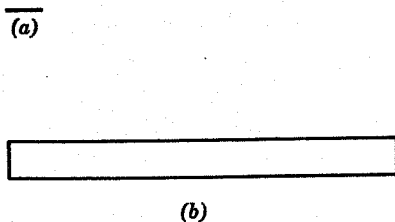


Fig. 5.6. Partículas de arcilla típicas. a) Montmorilonita 1000 $\text{\AA} \times 10 \text{\AA}$ de espesor. b) Caolinita, 10,000 $\text{\AA} \times 1,000 \text{\AA}$ de espesor.

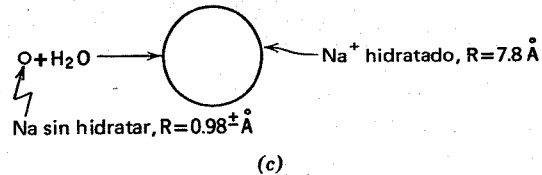
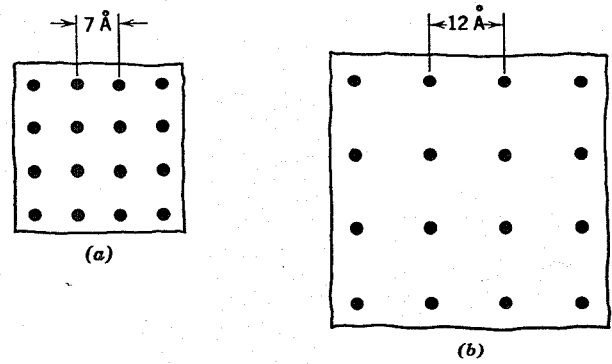


Fig. 5.7. Superficie de suelos con iones de cambio. a) Superficie de caolinita seca + iones de sodio. b) Superficie de montmorilonita + iones de sodio. c) Hidratación del ión de sodio.

junto con su envoltura de agua se separan de las superficies minerales hacia posiciones de equilibrio. Estos iones, son atraídos a la superficie del mineral para equilibrar la carga negativa existente en la misma; por otra parte, tenderán a separarse unos de otros por efecto de sus energías térmicas; las posiciones reales que ocupan son un compromiso entre ambos tipos de fuerzas. Así pues, cuando se sumergen en agua las partículas, los iones se separan de su superficie para formar lo que se denomina la *doble capa*.² En la Fig. 5.9 se muestran las partículas de arcilla con las dobles capas completamente desarrolladas, tal como se formarían en agua pura. La Fig. 5.10 reproduce en tres dimensiones las mismas superficies de la Fig. 5.7. A partir de la Fig. 5.10 se puede tener una idea de la separación aproximada de los iones hidratados en la doble capa. Estas separaciones representan un máximo ya que el medio fluido es en este caso agua destilada. La Fig. 5.11 muestra las dobles capas de las partículas de caolinita sódica y de montmorilonita sódica a la misma escala de la Fig. 5.10. En la Fig. 5.11a se han representado los iones en torno a determinadas superficies en forma de cargas puntuales. La Fig. 5.11b muestra la

² La teoría de la doble capa de Gouy Chapman puede utilizarse para calcular la distribución de iones en la doble capa (ver Verwey y Overbeek, 1948).

Partícula de montmorilonita de $0.1 \mu \times 0.1 \mu \times 10 \text{ \AA}$

Area de la partícula

$$1000 \text{ \AA} \times 1000 \text{ \AA} \times 2 = 2 \times 10^6 \text{ \AA}^2$$

Número de cargas negativas

$$2 \times 10^6 \text{ \AA}^2 \times \frac{1 \text{ carga}}{139 \text{ \AA}^2} = 14.400$$

Fig. 5.8. Número de cargas negativas de una partícula de montmorilonita.

concentración de iones de sodio en función de la distancia a la superficie de la partícula. A una distancia de aproximadamente 400 Å que es el espesor de la doble capa, la concentración de iones sodio es igual a la que existe en el agua intersticial o libre. En la Fig. 5.11c se ha representado el potencial eléctrico en función de la distancia a la superficie. El potencial eléctrico es el trabajo necesario para desplazar una carga unitaria desde el infinito hasta el punto en cuestión, siendo negativo para las superficies arcillosas. El espesor de las dobles capas es, por tanto, la distancia a la superficie necesaria para neutralizar la carga neta de la partícula, es decir la distancia en la que existe un potencial eléctrico.

El agua de la doble capa está sometida a una fuerza de atracción hacia la partícula de suelo ya que el agua es solidaria de los iones de cambio que, a su vez, resultan atraídos hacia la superficie del suelo. El agua también es atraída hacia la superficie mineral por otras fuerzas (la fuerza que existe entre el agua polar y las cargas eléctricas repartidas sobre la superficie de la partícula, enlaces de hidrógeno y fuerzas de van der Waals). Aunque existe controversia respecto a la naturaleza exacta del agua en la inmediata proximidad a la superficie mineral, se suele admitir generalmente que, por lo menos, las primeras capas moleculares de agua en torno a la partícula están fuertemente atraídas a la misma.

Con objeto de ilustrar mejor la importancia de esta agua adsorbida, calculemos para unas partículas de suelo típicas el contenido de agua correspondiente a una capa de 5 Å (aproximadamente el espesor de 2 moléculas de agua).

La tabla 5.2, que es solamente aproximada e indica órdenes de magnitud, ilustra la gran importancia del tamaño de las partículas sobre la cantidad de agua adsorbida. Para aclarar el significado de estos resultados, considérese que una arcilla iltítica típica en la naturaleza puede tener una humedad del 50%. Según nuestros cálculos, vemos que casi toda esta agua es libre, es decir no está fuertemente adsorbida por el esqueleto mineral y por

Tabla 5.2

Partícula	Superficie específica (m ² /gr)	Contenido de agua ^a (para una capa de 5 Å) (%)
Arena de 0.1 mm	0.03	1.5 × 10 ⁻⁴
Caolinita	10	0.5
Ilita	100	5
Montmorilonita	1000	50

^aEl contenido de agua se calculó en la forma siguiente:

$$\text{Contenido de agua} = (\text{superficie específica}) \times (\text{espesor de la capa de agua}) \times (\text{peso específico del agua})$$

Para la caolinita,

$$\text{Contenido de agua} = (10 \text{ m}^2/\text{g}) \times (5 \times 10^{-10} \text{ m}) \times (10^6 \text{ g/m}^3) = 5 \times 10^{-3} \text{ ó } 0.5\%$$

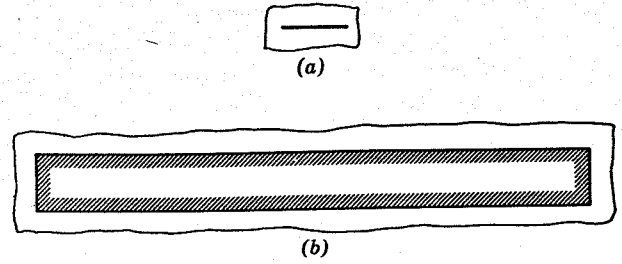


Fig. 5.9. Partículas de suelo con agua e iones. a) Montmorilonita sódica. b) Caolinita sódica.

tanto constituye una fase separada de éste. Por otro lado, en muchas arcillas con elevado contenido de montmorilonita, puede ser bastante difícil separar la fase mineral de la acuosa.

Existen ciertos minerales del suelo que tienen capacidad para retener una cantidad relativamente grande de agua. El mineral más común de éstos es la haloisita, que tiene una estructura cristalina semejante a la caolinita, como se indicó en la Fig. 4.11. Debido a la capacidad de la haloisita para adsorber agua entre las capas de sílice, los suelos que contienen este mineral pueden presentar una humedad elevada y una densidad muy baja. Las arcillas con haloisita se han empleado con éxito para núcleos de presa, aunque, compactadas, sus pesos específicos secos eran de sólo 0.80 - 0.95 t/m³ (la mitad del de las arcillas normales) y las humedades del 30 al 50% (dos o más veces la humedad habitual de compactación de la arcilla). Varios ejemplos de este tipo han sido dados por Lambe y Martin (1953-1957).

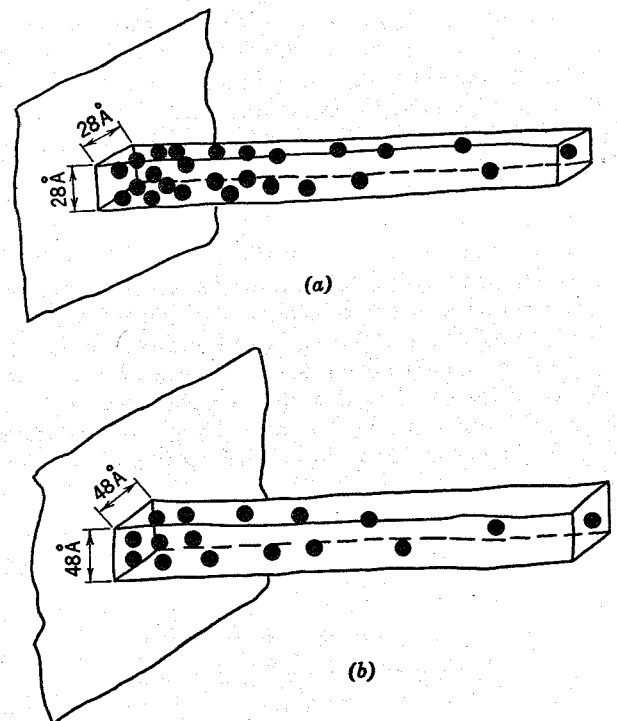


Fig. 5.10. Superficies de partículas con agua e iones. a) Caolinita sódica. b) Montmorilonita sódica.

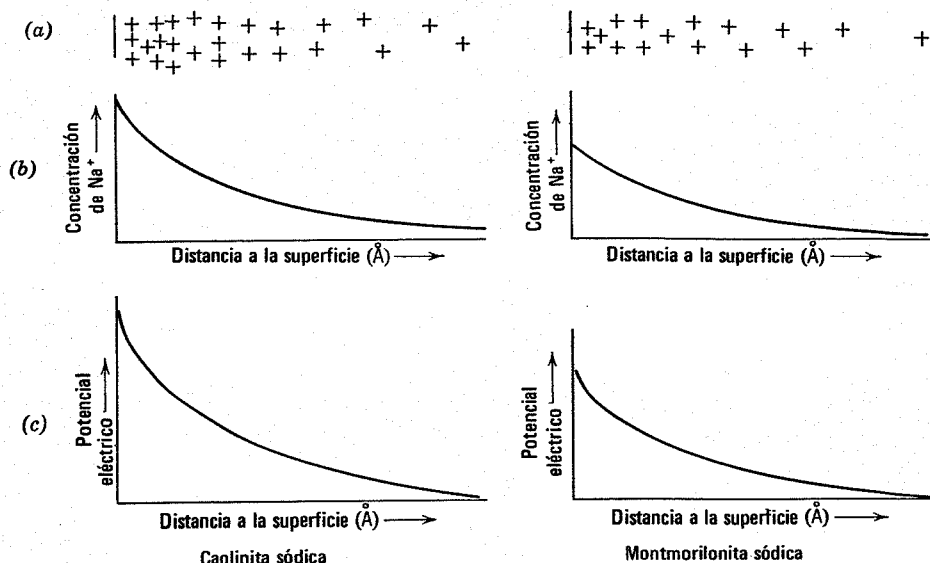


Fig. 5.11. Partículas con dobles capas.

En la exposición anterior, se eligió el sodio como ion de cambio. Los iones adsorbidos sobre las partículas de suelo pueden ser substituidos fácilmente, como se ilustra en la reacción simbólica de la Fig. 5.12. La adición de cloruro cálcico a un sistema suelo-agua da por resultado la substitución del sodio por el calcio. La naturaleza del ion de cambio existente en la partícula de suelo tiene una influencia importante sobre el comportamiento del suelo. Teniendo en cuenta, por ejemplo, la tabla 3.4 adviértase cómo los límites de Atterberg de la arcilla dependen en gran parte de la naturaleza del ion de cambio.

Una reacción como la indicada en la Fig. 5.12, da por resultado una depresión de la doble capa en torno a la partícula de suelo, es decir, el espesor de la capa con agua en torno a la partícula se reduce. Esta reducción de la doble capa de la partícula da lugar a una variación en las propiedades del suelo formado por las mismas. Existen principios generales que controlan la velocidad y dirección de las reacciones de cambio. Estos principios tienen en cuenta la valencia de los iones intercambiados, la concentración de cationes, etc.

5.3 LAS FUERZAS R' Y A'

Si consideramos dos partículas arcillosas muy separadas en un medio acuoso y las aproximamos, se alcanzará una separación para la cual empiecen a ejercerse fuerzas mutuamente. Como cada partícula lleva una carga neta negativa, ambas partículas se repelerán por efecto de la fuerza eléctrica de Coulomb desarrollada entre cargas del

mismo signo. Es la denominada fuerza R' . Esta repulsión de las partículas de arcilla es análoga a la que existe entre dos imanes cuando se aproximan los polos negativos de ambos (o los polos positivos).

Como la carga negativa de una partícula de arcilla está equilibrada por los cationes de la doble capa, ambas partículas comienzan a repelerse cuando entran en contacto sus dobles capas. La fuerza repulsiva entre partículas adyacentes para una determinada separación está, por tanto, directamente relacionada con el tamaño de las dobles capas de ambas partículas y cualquier variación en las características del sistema suelo-agua que reduzca el espesor de las dobles capas reducirá su fuerza repulsiva, para una misma separación entre partículas. La Fig. 5.13 muestra la influencia de diversas características del sistema sobre el potencial eléctrico ψ , y por tanto sobre R' , para una distancia x a la superficie de la partícula.

Además de una fuerza repulsiva entre las partículas de arcilla existe también una componente de atracción A' entre ellas. Esta fuerza de atracción es la fuerza de van der Waals, o fuerza de enlace secundario que actúa entre moléculas adyacentes. Esta fuerza atractiva entre partículas arcillosas es esencialmente independiente de las características del fluido existente entre ellas.

En este punto es conveniente distinguir dos casos: a) aquél en que la fuerza total entre partículas es muy pequeña, es decir, equivalente al peso del suelo contenido en una cazoleta ordinaria; y b) el caso en que la fuerza total es equivalente al peso de un edificio o al de tres o más metros de sobrecarga de tierras.

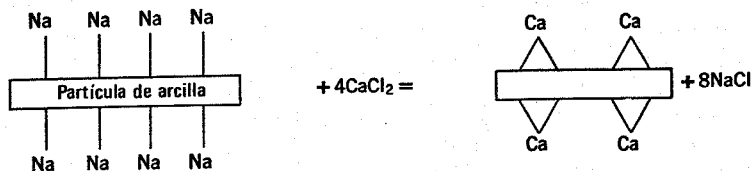


Fig. 5.12. Reacción de cambio iónico.

El primer caso se presenta en un suelo sedimentario de primera formación, y cuyo estudio nos lleva a comprender cómo las partículas pueden disponerse en un depósito sedimentario. Este caso se estudia en la sección 5.4. Basta con considerar R' y A' sólo de forma cualitativa.

El segundo caso es típico en la práctica ingenieril, y su estudio (ver la sección 5.5) nos lleva a comprender las fuerzas que se transmiten entre partículas. Para este estudio será necesario considerar R' y A' en forma cuantitativa.

5.4 FLOCULACION Y DISPERSION

Si la resultante de las fuerzas de atracción y repulsión entre dos partículas arcillosas es de atracción, ambas partículas tenderán a moverse una hacia otra, entrando en contacto: es la *floculación*. Si la fuerza resultante es repulsiva tenderán a separarse unas de otras: es la *dispersión*. Como la componente de repulsión depende en gran parte de las características del sistema mientras que la componente de atracción no está influenciada por las características del mismo, puede provocarse una tendencia hacia la floculación o dispersión al alterar las características del sistema, modificando el espesor de la doble capa. Normalmente se provoca una tendencia a la floculación aumentando una o varias de las siguientes características:

- Concentración de electrolitos.
- Valencia iónica.
- Temperatura.

o disminuyendo una o más de las siguientes:

- Constante dieléctrica.
- Tamaño del ion hidratado.
- Adsorción de aniones
- pH

La mayoría de los efectos de la variación de las características del sistema suelo-agua sobre la tendencia a la floculación o dispersión pueden demostrarse con una suspensión de suelo en agua en un tubo de ensayo. En cada experimento se emplea el mismo peso de partículas de suelo. La experiencia se ilustra en la Fig. 5.14.

Los dos tipos de fuerzas entre partículas, comentadas hasta ahora, poseen dos características importantes:

1. Se originan en el interior de los cristales minerales.
2. Pueden tener influencia en distancias relativamente grandes, por ejemplo varios cientos de angstroms.

En las teorías coloidales sólo se consideran los dos tipos de fuerzas citados. Existe también una clara evidencia de que otras fuerzas eléctricas pueden resultar muy importantes cuando la separación entre partículas arcillosas se reduce a distancias muy pequeñas, como suele ser típico de los depósitos de suelo con los que trata el ingeniero civil. La fuerza más importante no considerada por las teorías coloidales es la debida a la carga neta positiva en los bordes de las partículas de suelo. Esta carga neta es pequeña respecto a la carga negativa de la partícula producida por la substitución isomorfa, por lo cual desempeña un papel secundario cuando las partículas adyacentes están a una distancia de varios cientos de angstroms. Sin

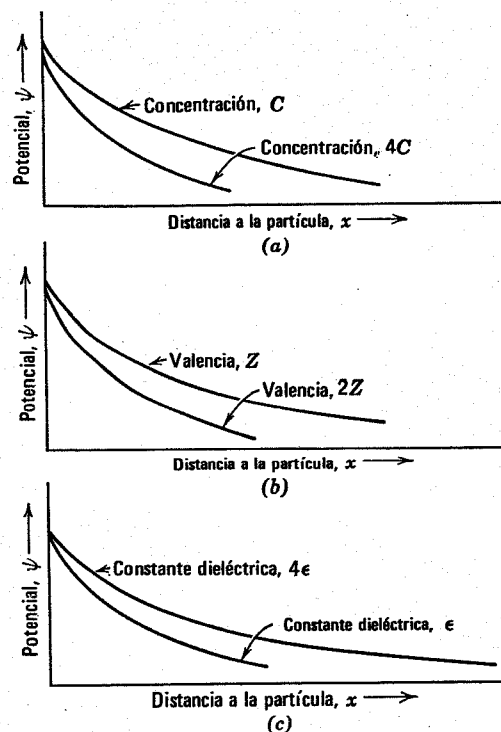


Fig. 5.13. Efectos de los cambios en las propiedades del sistema sobre las dobles capas. a) Al variar la concentración únicamente. b) Al variar sólo la valencia. c) Al variar sólo la constante dieléctrica.

embargo, cuando las partículas están más próximas, esta carga de borde puede dar lugar a un enlace borde-cara, entre partículas, de tipo electrostático.

En las experiencias representadas en la Fig. 5.14, los sedimentos floculados estaban formados por partículas mutuamente atraídas formando conjuntos sueltos. Las partículas sedimentarias que se repelen mutuamente pueden agruparse en disposiciones muy semejantes a los castillos de naipes. La Fig. 5.15 muestra algunas disposiciones de las partículas en los sedimentos de suelo. Cuando la floculación es del tipo salino (la estudiada por las teorías coloidales), existe un cierto grado de paralelismo entre partículas adyacentes ya que la atracción entre partículas es del tipo de valencia secundaria. En la floculación borde-cara o de tipo no salino, las partículas tienden a orientarse perpendicularmente ya que la atracción entre el borde de la partícula y la cara de otra es electrostática. Como se aprecia en la Fig. 5.15c, el sedimento disperso tiende a poseer partículas en disposición paralela.

5.5 TRANSMISION DE FUERZAS A TRAVES DE UN SUELO

La Fig. 5.16 muestra dos placas paralelas sobre las que se aplica una fuerza normal de 4.13 kg. Las placas son cuadradas, de 2 cm. de lado, y por tanto con un área de 4 cm². La presión normal entre ambas placas es la fuerza total de 4.13 kg dividida por el área de 4 cm², valiendo por tanto 1.033 kg/cm².

Imaginemos que a continuación se recubre cada placa con una capa de montmorilonita sódica húmeda, con las

partículas orientadas paralelamente a las placas. Para un sistema de partículas paralelas de montmorilonita sódica Bolt (1956) obtuvo experimentalmente la curva que aparece en la Fig. 5.16b, que relaciona la separación con la presión normal. Como las partículas paralelas de arcilla cubren prácticamente toda la superficie de las placas, la presión entre partículas será 1.033 kg/cm^2 , la cual, según los datos de Bolt, corresponde a una separación de aproximadamente 115 Å. En otras palabras, la presión transmitida por las partículas de arcilla es prácticamente la misma

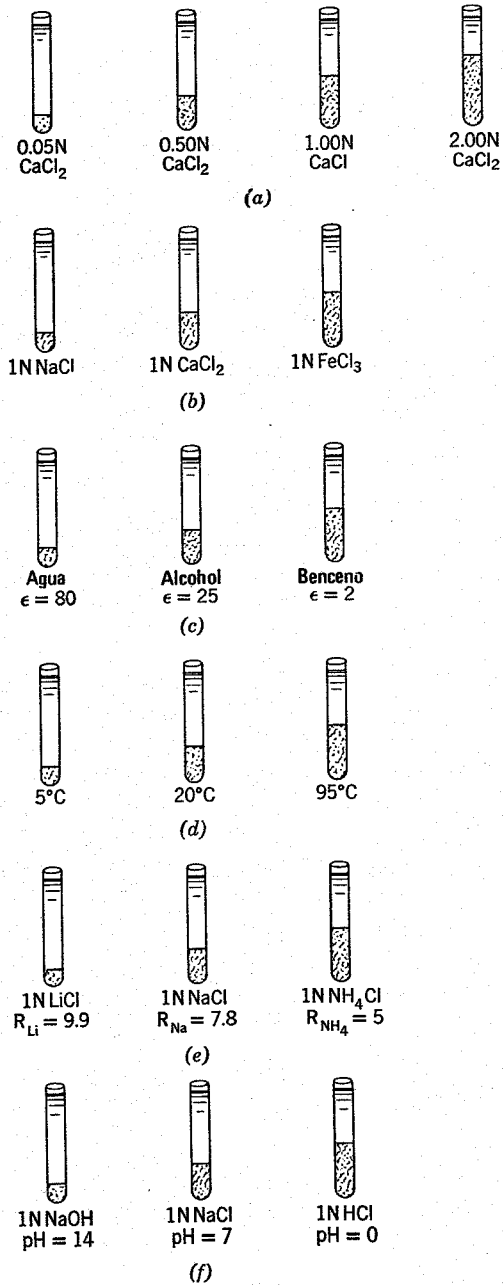


Fig. 5.14. Efectos de las características del sistema sobre la sedimentación de un suelo. a) Influencia de la concentración de electrolito. b) Influencia de la valencia iónica. c) Efecto de la constante dieléctrica. d) Influencia de la temperatura. e) Influencia del volumen del ion hidratado. f) Influencia del pH. Todos los tubos tienen la misma concentración de suelo en volumen.

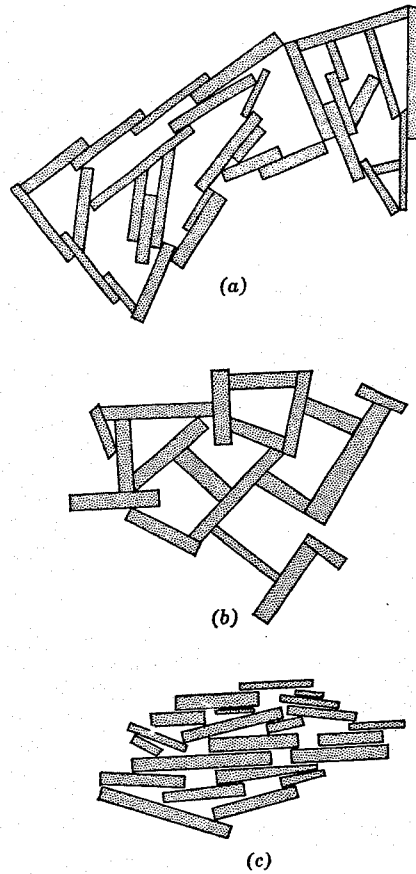


Fig. 5.15. Estructura de sedimentos. a) Flocculación salina. b) Flocculación no salina. c) Dispersión.

aplicada a las placas. Por otro lado, la separación entre partículas y la presión ejercida entre ellas están relacionadas, de forma que cuanto mayor sea la presión entre partículas más pequeña será la separación. Se requiere una presión de aproximadamente $5,600 \text{ kg/cm}^2$ para que dos partículas de montmorilonita entren en contacto mineral-mineral, expulsado para ello el agua adsorbida comprendida entre ellas.

Veamos lo que sucede si se recubren las placas con partículas de arena, como muestra la Fig. 5.16c, siendo el diámetro de cada partícula de aproximadamente 0.06 mm. Para esta disposición paralela de las partículas entre las placas, la presión en los puntos de contacto entre las partículas de arena es igual a la fuerza dividida por el área real de contacto. Las medidas de esta superficie de contacto muestran que, por lo general, vale un 0.03 % del área total. Así pues, la presión de contacto se obtiene dividiendo 4.13 kg por 0.0012 cm^2 , resultando aproximadamente $3,440 \text{ kg/cm}^2$. Esta presión de contacto sirve para desplazar totalmente el agua adsorbida.

El ejemplo de la Fig. 5.16 ilustra el hecho de que pueden transmitirse presiones normales a través de un sistema de arcilla muy dispersa por efecto de fuerzas eléctricas de largo alcance, aunque no exista contacto directo mineral-mineral entre las partículas. Por otro lado, en un suelo flocculado, como el de las Figs. 5.15a o 5.15b, las partículas están realmente en contacto y las presiones

normales se transmiten de forma semejante a la indicada para el sistema de arena de la Fig. 5.16c.

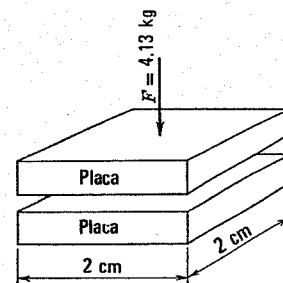
Las partículas de un suelo natural no poseen el mismo tamaño y forma, como suponen las teorías coloidales. Casi todos los suelos naturales contienen partículas de múltiples formas y tamaños, y en casi todos los suelos existen partículas de diferente composición e impurezas. Se encuentran partículas limosas en la mayoría de las arcillas naturales y estas partículas, de forma no plana, influyen sobre la disposición de las partículas aplanadas. Además, las mismas partículas aplanadas de arcilla no suelen poseer en general superficies perfectamente lisas. Por ejemplo, pueden apreciarse irregularidades en la superficie de la partícula de caolinita de la Fig. 4.4a. Estas irregularidades pueden tener una altura hasta de 100 Å, que es la distancia en la que pueden actuar apreciables fuerzas eléctricas de largo alcance.

Así pues, el mecanismo de transmisión de presiones entre partículas de suelo en las arcillas naturales debe estar comprendido entre los casos límites de partículas equidimensionales y partículas arcillosas de caras paralelas. El comportamiento en general, es más próximo al de los suelos con partículas equidimensionales.

Debido a estas dificultades y a que las teorías desprecian ciertas fuerzas que probablemente tienen importancia cuando la separación entre partículas es menor de 100 Å, los principios de la química coloidal han servido de escasa ayuda cuantitativa para el estudio del comportamiento de la arcilla. Sin embargo, los principios coloidales son muy útiles al ingeniero civil para llegar a comprender el comportamiento básico de los suelos finos.

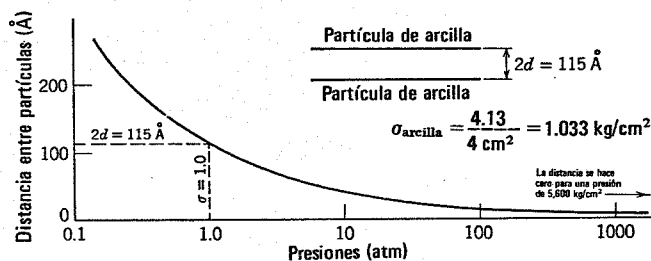
5.6 RESUMEN DE PUNTOS PRINCIPALES

1. Cada partícula de suelo posee cargas eléctricas en su superficie y por tanto atrae iones a la misma con el fin de neutralizar su carga eléctrica total.
2. A su vez estos iones atraen moléculas de agua y, además, el agua es atraída directamente a la superficie de las partículas de suelo. De aquí que todas las partículas de suelo tiendan a estar rodeadas por una capa de agua.
3. Entre las partículas de suelo actúan fuerzas de atracción y repulsión, las cuales son más importantes (respecto al peso de las partículas) en los suelos finos. Estas fuerzas tienen influencia sobre la forma en que se ordenan las partículas en el proceso de sedimentación y dan lugar a que los suelos finos presenten un esqueleto mineral muy abierto, de pequeño peso específico.
4. Ciertos factores, como la temperatura y la concentración de iones en el agua intersticial, influyen sobre las fuerzas de atracción y repulsión entre partículas por lo cual el medio en que se produce la sedimentación puede tener influencia sobre la

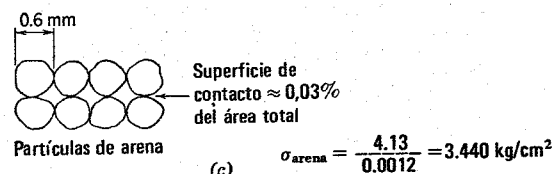


(a)

$$\sigma = \frac{F}{A} = \frac{4.13 \text{ kg}}{4 \text{ cm}^2} = 1.033 \text{ kg/cm}^2 = 1 \text{ atm}$$



(b)



(c)

Fig. 5.16. Transmisión de presiones a través de un suelo.

forma en la que se disponen las partículas al depositarse.

5. En suelos formados por partículas equidimensionales, las presiones se transmiten a través del suelo por las fuerzas de contacto mineral-mineral. En suelos formados únicamente por pequeñas laminillas arcillosas orientadas cara con cara, las presiones se transmiten a través de fuerzas eléctricas de largo alcance pudiendo estar las partículas separadas distancias de 100 Å ó incluso más. La transmisión de presiones en suelos arcillosos naturales se produce mediante un proceso intermedio entre ambos casos límites.

PROBLEMAS

5.1 Estímese la superficie específica en metros cuadrados por gramo de la arena de la Fig. 4.2a. Tómese un peso específico relativo de 2.65.

5.2 Calcular la capacidad de cambio iónico en me/100 gr de una caolinita con una substitución isomorfa de un Al por cada 100 Si.

5.3 Para la partícula de caolinita que aparece en la Fig. 4.4a, calcular:

- a. El área total.

b. La superficie específica en m^2/gr .

c. El área (en Å^2) por unidad de carga en el caso de sustitución isomorfa.

d. El número de iones sodio necesarios para satisfacer la capacidad de cambio iónico calculada en el ejercicio 5.2.

El peso específico relativo de la caolinita es 2.62.

5.4 Si se añadiera cloruro cálcico a la arcilla húmeda de la Fig. 5.16b ¿las laminillas se juntarían o se separarían? ¿Por qué? .

5.5 La presión de contacto necesaria para machacar el cuarzo es de $70,000 \text{ kg/cm}^2$; ¿qué fuerza sería necesario aplicar a las placas de la Fig. 5.16c para romper una arena cuarzosa?

CAPITULO 6

Resistencia al deslizamiento tangencial entre partículas de suelo

En este capítulo se considera la naturaleza fundamental de la resistencia al deslizamiento tangencial* entre partículas de suelo. En la sección 6.1 se estudia en forma general el mecanismo de esta resistencia, indicando su magnitud típica. En las secciones 6.2 a 6.5 se expone un tratamiento más detallado para los que deseen profundizar en el tema.

6.1 CONSIDERACION GENERAL DE LA RESISTENCIA AL DESLIZAMIENTO TANGENCIAL ENTRE PARTICULAS

Ya se dijo en el capítulo 2 que el deslizamiento relativo entre las partículas constituye el mecanismo más importante de deformación en una masa de suelo. De aquí que la resistencia de un suelo a la deformación venga fuertemente influenciada por la resistencia tangencial en los contactos entre partículas. Para un buen dominio de la mecánica de suelos es fundamental conocer la posible magnitud de esta resistencia tangencial y de los factores que influyen sobre la misma.

Es necesario resaltar que la resistencia tangencial entre las superficies minerales constituye solamente una parte de la resistencia de un suelo al corte o compresión. También tiene gran importancia el acomodo entre partículas, el cual es función directa de la compacidad del sistema. El acomodo entre partículas se trata en la parte III. Sin embargo, para las consideraciones fundamentales de este capítulo no se tiene en cuenta la forma de agrupación de las partículas.

Mecanismo de la resistencia al esfuerzo cortante

La resistencia al esfuerzo cortante entre dos partículas es la fuerza que debe aplicarse para producir un deslizamiento relativo entre las mismas. El origen de esta resistencia está en las fuerzas atractivas que actúan entre los átomos superficiales de las partículas. Estas fuerzas atrac-

tivas dan lugar a la formación de enlaces químicos en los puntos de contacto superficiales. Así pues, la resistencia por fricción entre dos partículas es fundamentalmente de la misma naturaleza que la resistencia al esfuerzo cortante de un bloque de material sólido intacto, como puede ser el acero.

La resistencia y el número de enlaces que se forman en la cara de contacto entre dos partículas dependen en gran parte de la naturaleza fisicoquímica de las superficies de las mismas. De aquí que el conocimiento de la magnitud de la resistencia tangencial entre partículas supone la determinación de los factores que rigen la interacción entre las dos superficies en los puntos de contacto. Más adelante se presenta una explicación detallada de este efecto de interacción. Podemos decir, sin embargo, a manera de resumen, que la resistencia tangencial total (producto de la resistencia de cada enlace por el número total de enlaces) es proporcional a la fuerza normal ejercida entre ambas partículas. Si esta fuerza normal disminuye, se reduce la resistencia o el número de enlaces, con lo cual disminuye la resistencia tangencial total. Puede decirse por esto que la resistencia al deslizamiento tangencial entre partículas es de naturaleza *friccional*.

Existen algunos casos en los que parte de la resistencia tangencial total entre partículas es independiente de la fuerza normal aplicada; es decir, que si la fuerza normal se anula, puede medirse aún una cierta resistencia al deslizamiento tangencial. En tales casos se dice que existe una *cohesión verdadera* o real entre partículas. Puede desarrollarse esta cohesión entre partículas que han permanecido en contacto estacionario durante un largo período de tiempo. En algunos casos esta cohesión puede ser muy importante, como cuando la cementación transforma la arena en arenisca. Sin embargo, en general, la magnitud de la cohesión verdadera entre partículas es muy pequeña y su contribución a la resistencia del suelo es también muy reducida. En los últimos capítulos de este libro se comentarán algunos de los casos en los que tiene importancia la cohesión verdadera entre partículas. El lector puede considerar el comportamiento friccional como el caso más normal en los suelos y el comportamiento cohesivo como la excepción.

Se suelen utilizar dos formas diferentes para expresar la resistencia por fricción. La primera consiste en el empleo

* Aunque el proceso de deslizamiento tangencial (*shear*) es de la misma naturaleza que el de corte o cizallamiento, preferimos reservar la denominación "resistencia al corte" para el caso de masas de suelo, en lugar de aplicarla a la que presentan partículas individuales. (N.T.).

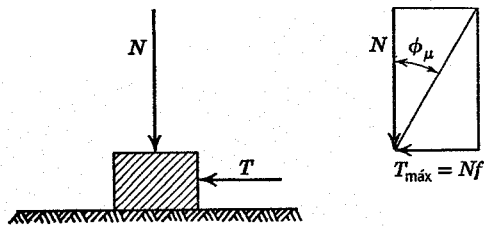


Fig. 6.1. Definición del ángulo de fricción ϕ_μ .

del coeficiente de fricción f .^{*} Así pues, si N es la fuerza normal aplicada sobre una superficie, la fuerza tangencial máxima sobre la misma vale $T_{máx} = Nf$. El otro método consiste en emplear un ángulo de fricción ϕ_μ definido por

$$\tan \phi_\mu = f$$

La interpretación geométrica de ϕ_μ aparece en la Fig. 6.1.

6.2 ASPECTOS FUNDAMENTALES DEL COMPORTAMIENTO FRICCIONAL

Leyes básicas de la fricción

Existen dos leyes básicas del comportamiento friccional:

1. La resistencia al deslizamiento tangencial entre dos cuerpos es proporcional a la fuerza normal ejercida entre los mismos.
2. La resistencia al deslizamiento tangencial entre dos cuerpos es independiente de las dimensiones de ambos.

La segunda ley puede ilustrarse arrastrando un bloque o ladrillo sobre una superficie plana. La fuerza de arrastre será la misma aunque el bloque descansa sobre una cara o sobre un borde.

Al igual que en el caso de muchas de las "leyes" de la ciencia, las "leyes de la fricción" son simplemente el resultado de muchas observaciones empíricas. Es fácil encontrar excepciones a estas reglas. Sin embargo, constituyen un buen punto de partida para comprender el comportamiento friccional. Estas leyes fueron establecidas primeramente por Leonardo de Vinci al final del siglo xv, olvidándose después durante largo tiempo y siendo redescubiertas por el ingeniero francés Amontons en 1699. Se suelen denominar frecuentemente leyes de Amontons.

Mecanismo de la fricción

La explicación básica del proceso de fricción está implícita en las siguientes aseveraciones:

1. A una escala submicroscópica la mayoría de las superficies (aunque estén cuidadosamente pulidas) son realmente rugosas, por lo que dos cuerpos sólo es-

^{*} En diversos países de habla castellana se emplea "rozamiento" en lugar de fricción. (N.T.).

tarán en contacto cuando se toquen los puntos más prominentes (denominados *asperezas*); es decir, el contacto real es una fracción muy pequeña de la superficie de contacto aparente (ver la Fig. 6.2).

2. Debido a que el contacto se produce en puntos discretos, las presiones normales en tales contactos serán muy elevadas e, incluso bajo cargas muy ligeras, se alcanzará el límite de plastificación del material en tales zonas. Así pues el área real de contacto A_c será

$$A_c = \frac{N}{q_u} \quad (6.1)$$

donde N es la carga normal y q_u es la presión normal necesaria para producir la rotura (o plastificación). Como q_u tiene un valor fijo, el aumento de la carga normal total entre ambos cuerpos significa un aumento proporcional en la superficie de contacto real. Este aumento es el resultado de la deformación plástica de las asperezas.

3. Las elevadas presiones de contacto dan lugar a que las dos superficies se adhieran en los puntos de contacto real; es decir ambos cuerpos se unen por enlaces químicos. La resistencia tangencial se debe a la adhesión en tales puntos. Así pues, la máxima fuerza tangencial posible $T_{máx}$ será

$$T_{máx} = sA_c \quad (6.2)$$

siendo s la resistencia al corte de los enlaces adheridos y A_c el área real de contacto.¹ Por el momento, no discutiremos si s es igual o no a la resistencia al esfuerzo cortante s_m del material que compone las partículas.

Combinando estas ideas se llega a la relación

$$T_{máx} = N \frac{s}{q_u} \quad (6.3)$$

Como s y q_u son propiedades del material, $T_{máx}$ es proporcional a N . El coeficiente de fricción f será igual a la relación s/q_u .

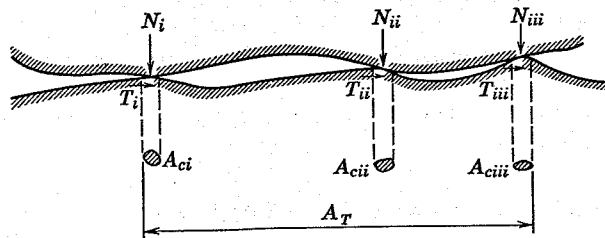


Fig. 6.2. Interpretación microscópica de la resistencia por fricción.

$$\begin{aligned} N &= \sum N_i = \sum A_{ci} q_u \\ T &= \sum T_i = \sum A_{ci} \tau_m \\ \mu &= \frac{T}{N} = \frac{\tau_m}{q_u} \end{aligned}$$

¹ A_c es el área de contacto entre partículas minerales. También se utiliza para esta área el símbolo A_m .

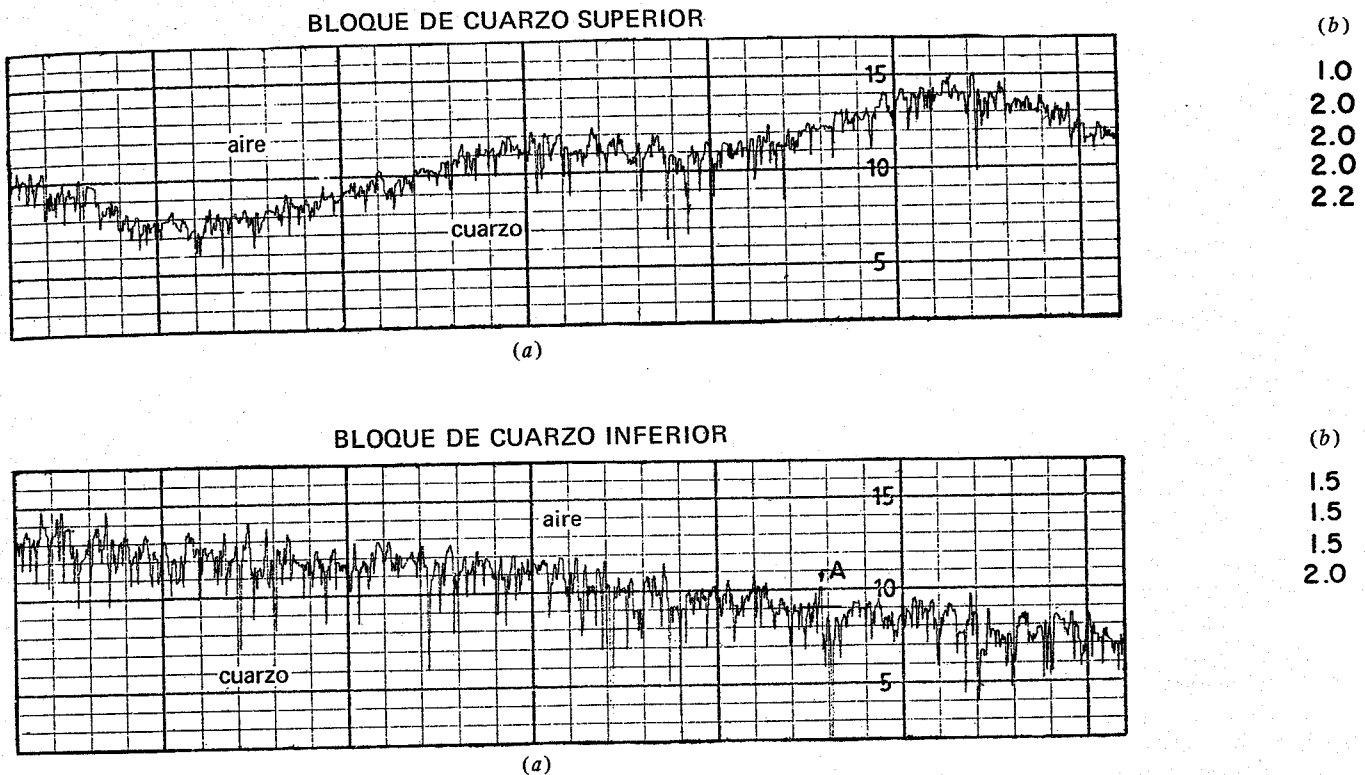


Fig. 6.3. Perfil de superficies de cuarzo "lisas". a) Perfil superficial. Escala vertical: 1 división = 5×10^{-3} cm; horizontal, 1 división = 5×10^{-3} cm. b) Rugosidad media en el eje, en 2.5×10^{-6} cm. (Según Dickey, 1966.)

Terzaghi (1925) expuso estas hipótesis en su libro pionero de la mecánica de suelos², pero sus ideas sobre el tema no fueron tenidas en cuenta durante muchos años. De forma independiente, estas hipótesis fueron planteadas para describir el comportamiento friccional de una amplia variedad de materiales por Bowden, Tabor y sus colegas a partir de 1930 [ver, por ejemplo, Bowden y Tabor (1950) y (1964)]. A esta doctrina se la denominó "Teoría de la fricción por adherencia" y, ahora sirve como punto de partida para prácticamente todos los estudios sobre la fricción. Los siguientes párrafos comentarán su aplicabilidad a la fricción entre partículas de suelo.

Rugosidad superficial

Pueden emplearse varios métodos para medir la rugosidad de una superficie. Por ejemplo un estilete de diamante afilado, denominado "perfilómetro", puede hacerse deslizar sobre la superficie, midiendo los desplazamientos verticales del mismo. La Fig. 6.3 muestra la traza de un instrumento de este tipo al desplazarse sobre superficies de cuarzo "lisas" (Dickey 1966). Las superficies se pulieron con un disco muy fino de diamante (No. 600) quedando con una superficie lisa como un espejo, sin embargo, el perfilómetro mostró que las superficies estaban formadas por crestas y valles con una altura media de 5×10^{-6} cm (500 Å).

Debe advertirse que la sensibilidad horizontal del perfilómetro es 1,000 veces menor que la vertical y por tanto

² Una versión inglesa de esta sección del *Erdbaumechnik* se puede encontrar en Terzaghi, 1960.

las asperezas no estaban realmente tan dentadas como la traza parece indicar. Por el contrario eran muy suaves, como se aprecia en la Fig. 6.4, que es un dibujo a escala de una de las asperezas. La Fig. 6.4 muestra también una aspereza típica de una superficie de cuarzo "rugosa", preparada por pulimento con un disco de diamante No. 220. La rugosidad media de esta superficie era de aproximadamente 50×10^{-6} cm. Las asperezas eran más agudas que en la superficie lisa, pero también bastante suaves, con un ángulo medio de aproximadamente 120° . Ambas superficies eran probablemente más lisas que las de la mayoría de las partículas de los suelos granulares.

Magnitud de las presiones de contacto

Cuando se ponen en contacto dos superficies, éstas se apoyan inicialmente en los vértices de las asperezas más sobresalientes. Al aumentar la carga normal, se superará la capacidad de carga de las asperezas en contacto, deformándose plásticamente. La magnitud de las presiones necesarias para producir la fluencia plástica se denomina q_u . Puede determinarse mediante pruebas de dureza o indentación³.

En el caso del cuarzo, con una dureza de aproximadamente $1,100 \text{ kg/mm}^2$ (Brace 1963), la presión aplicada

³ La dureza a la indentación se mide haciendo penetrar un punzón de forma adecuada en una superficie de prueba plana. La elevada presión que se desarrolla en la punta del punzón impide la rotura frágil en un material como el cuarzo. La analogía entre esta prueba y los contactos de las asperezas de dos superficies es evidente. La dureza a la indentación se define como la carga normal sobre el punzón dividida por el área residual deformada después de retirar el punzón.

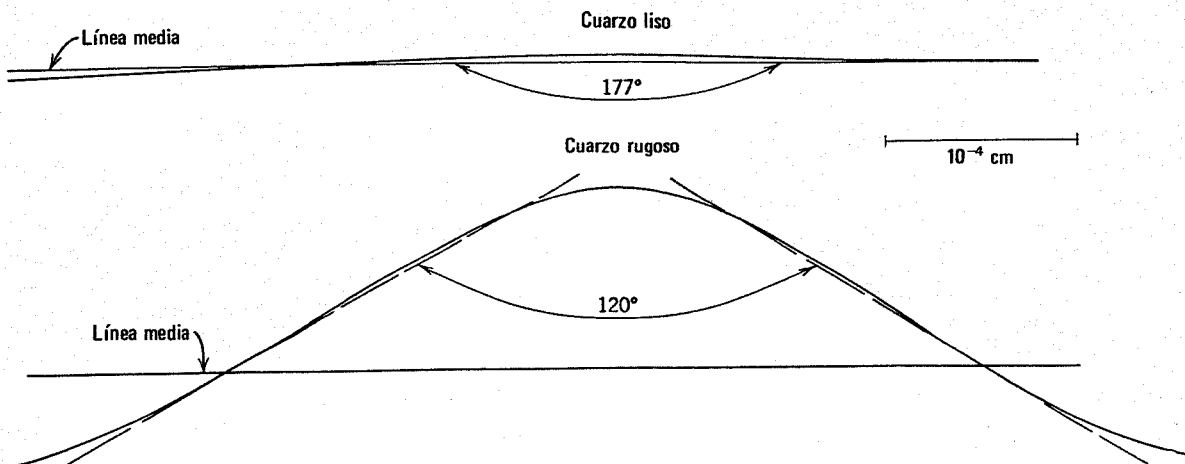


Fig. 6.4. Asperezas típicas de la superficie del cuarzo.

sobre una aspereza debe ser superior a $100,000 \text{ kg/cm}^2$ para producir la deformación plástica. No se sabe si esta presión se alcanza o no en un número elevado de asperezas en la masa de un suelo granular, aunque parece probable que así sea. Si no se alcanza el valor q_u , las asperezas se deforman elásticamente, siendo entonces el comportamiento bastante diferente. De acuerdo con la teoría de contacto de Hertz (ver Bowden y Tabor, 1964) el área de contacto A_c aumenta proporcionalmente a $N^{2/3}$. Así pues el coeficiente de fricción disminuirá probablemente al aumentar la carga aplicada. Este comportamiento se ha observado al aplicar una punta de diamante sobre una cara plana también de diamante. El diamante es elástico incluso bajo las elevadas presiones desarrolladas en los puntos de contacto (se estima que q_u para el diamante es superior a $1,000,000 \text{ kg/cm}^2$). Sin embargo, las complejas condiciones del contacto entre superficies con un elevado número de asperezas puede dar lugar a un valor prácticamente constante de f incluso aunque las asperezas individuales se deformen elásticamente (ver por ejemplo Archard, 1957).

Resistencia al deslizamiento tangencial en los puntos de contacto

En el capítulo 5 se señaló que el agua y otros materiales son atraídos a la superficie de las partículas minerales, donde quedan adsorbidos actuando como una capa contaminante. Cuando se ponen en contacto dos de estas superficies contaminadas, la magnitud del contacto real sólido-sólido vendrá influenciada por el tipo y cantidad de material adsorbido, como indica la Fig. 6.5.

El efecto más importante de los contaminantes superficiales consiste en hacer las uniones más débiles, frente al esfuerzo tangencial, que el material sólido original. Si se eliminan los contaminantes, por ejemplo por calentamiento de las superficies en una cámara de vacío elevado, la resistencia tangencial de los enlaces se aproxima a la del material base. Esto produce un aumento del coeficiente de fricción. Bajo estas condiciones, los metales dúctiles sufren un proceso conocido como creación de enlaces, donde las asperezas en contacto sufren grandes deformaciones plásticas. Esto origina la denominada "soldadura en

frío". que da lugar a coeficientes de fricción extremadamente elevados ($f \gg 1$). Los minerales y otros materiales frágiles no presentan bajo esfuerzos tangenciales las grandes deformaciones plásticas necesarias par la creación de enlaces por lo cual no pueden soldarse en frío.

Influencia de la rugosidad superficial

La teoría de la fricción por adherencia implica que la fricción es independiente de la rugosidad superficial. Se ha visto que éste es el caso de los metales para una amplia gama de texturas superficiales. Sin embargo, cuando las

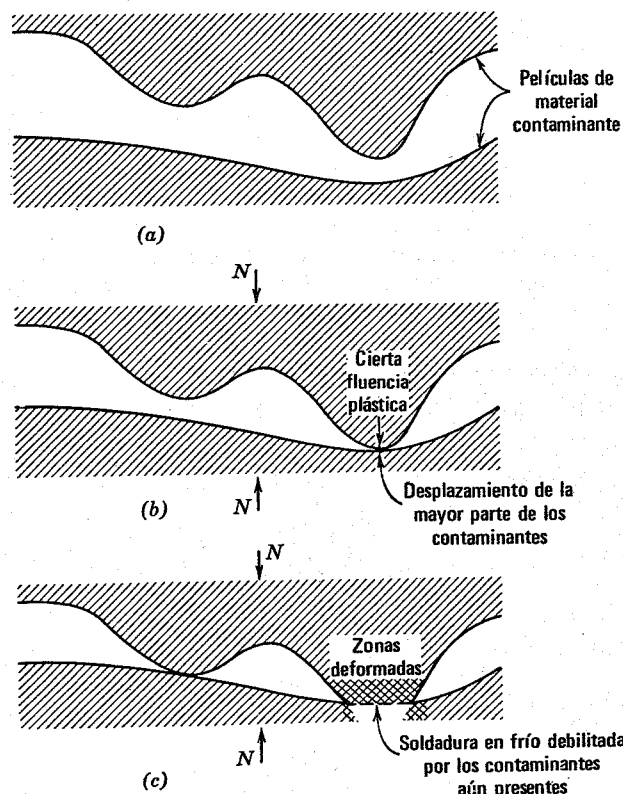


Fig. 6.5. Desarrollo de puntos de unión. a) Antes de aplicar cargas. b) Con ligera carga normal. c) Carga normal creciente; fluencia plástica en los contactos bajo una presión normal constante.

superficies son muy rugosas, el encaje de las asperezas puede dar lugar a un mayor valor de f . Es difícil definir exactamente cuando una superficie es "muy rugosa". El aspecto mate de la mayoría de las partículas de suelo granulares indica que éstas son rugosas. Por otro lado, las microfotografías electrónicas muestran que muchos minerales laminares tienen superficies "superlisas". Suponiendo un ángulo de inclinación θ de las asperezas, puede estimarse la influencia de la rugosidad superficial sobre el valor de f (ver el problema 6.4).

Debido a que el contacto entre dos superficies reales es tan complejo, no es posible en general determinar un valor de θ para el cálculo de f . De aquí que la relación entre la fricción y la rugosidad superficial deba determinarse experimentalmente.

Relación entre la fricción estática y la cinética

La fuerza tangencial necesaria para que se inicie el deslizamiento entre dos superficies suele ser superior a la fuerza necesaria para mantener el movimiento inicial (ver la Fig. 6.6a). Es decir, la fricción estática es superior a la cinética (deslizamiento). Se suele explicar este comportamiento suponiendo que la formación de enlaces en los puntos de unión es función del tiempo, bien, debido a que la fluencia produce un aumento gradual del área de contacto o a que los contaminantes superficiales son expulsados gradualmente de la zona de contacto.

La diferencia entre la fricción estática y la cinética suele dar lugar al fenómeno conocido como *deslizamiento intermitente* ("stick-slip") (Fig. 6.6b). Al comenzar el deslizamiento, parte de la energía elástica almacenada en el mecanismo de carga se libera, acelerando el deslizamiento y dando lugar a que la fuerza tangencial medida disminuya por debajo de la necesaria para mantener el movimiento. Cesa entonces el deslizamiento y la fuerza tangencial debe aumentarse hasta el valor correspondiente a la fricción estática para provocar de nuevo el deslizamiento. Al comenzar éste se repite todo el proceso de movimiento intermitente. Bajo estas condiciones, no se puede determinar exactamente el valor del coeficiente de fricción cinética.

Fricción en la rodadura

Cuando se hace rodar un cuerpo sobre otro, se forman enlaces en los puntos de contacto, de manera análoga a cuando se comprimen uno contra otro. Cuando el cuerpo que rueda se mueve, estos enlaces se rompen por tensión, y no por el esfuerzo tangencial. Debido a la recuperación elástica cuando la fuerza normal disminuye a cero, la resistencia de los enlaces a la tensión suele ser casi nula. Esto explica por qué la adhesión entre dos superficies comprimidas una contra otra no se suele observar generalmente, sólo actúa cuando las superficies se encuentran sometidas a compresión. De aquí que la fricción en la rodadura sea generalmente muy pequeña ($f \ll 0.1$) respecto a la fricción estática o cinética, siendo prácticamente independiente del grado de limpieza de la superficie.

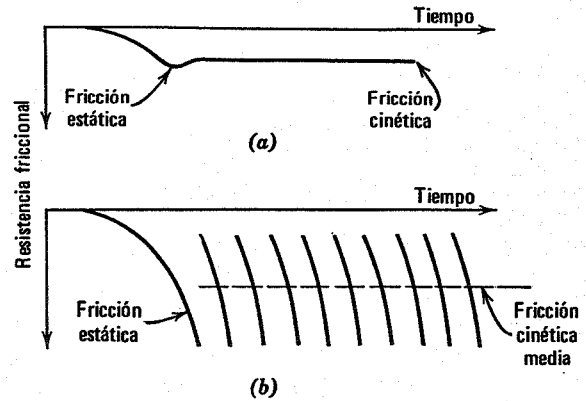


Fig. 6.6. Fricción estática y cinética. a) Deslizamiento suave. b) Deslizamiento intermitente. Nota: La célula de carga aplica el desplazamiento tangencial con cierta flexibilidad; las superficies en contacto sólo se desplazan a velocidad constante cuando deslizan suavemente.

Resumen

En la sección 6.2 se han expuesto los fundamentos del comportamiento friccional; se ha prestado una mayor atención a los conceptos que resultan necesarios para obtener una explicación cuantitativa del comportamiento friccional observado y que son las siguientes:

1. La rugosidad e irregularidad de superficies aparentemente lisas.
2. La pequeñísima relación entre el área de contacto real y la aparente.
3. La fluencia plástica que se produce en los puntos de contacto.
4. La adhesión que tiene lugar entre dos superficies en los puntos de contacto.
5. La influencia debilitadora de los contaminantes superficiales sobre la resistencia de los enlaces soldados en frío.

Estos conceptos servirán ahora para explicar el comportamiento friccional observado en los suelos.

6.3 FRICCIÓN ENTRE MINERALES DE FORMA GRANULAR

Se estudiará aquí la fricción entre minerales no laminares como el cuarzo, los feldspatos y la calcita, minerales que constituyen las partículas granulares de los suelos limosos o de tamaños más gruesos. A continuación se estudiará el comportamiento de los minerales laminares. La fricción de los minerales no se ha estudiado con tanta intensidad como la de los metales. Por tanto, mucho de lo aquí expuesto se basa en datos limitados, siendo susceptible de discusión.

Naturaleza general del contacto entre partículas de suelo

Las partículas de limo grueso tienen un diámetro mínimo de 0.002 cm (20μ ó $200,000 \text{ \AA}$). Los diámetros de estas partículas o de las de mayor tamaño son claramente

superiores a la altura de las asperezas (de 1,000 a 10,000 Å) que pueden esperarse para su superficie. Por tanto, cabe suponer que cada punto aparente de contacto entre partículas engloba realmente múltiples contactos diminutos.

La superficie de las partículas de suelo está, por supuesto, contaminada por moléculas de agua y diversos iones y posiblemente por otros materiales. La mayor parte de los contaminantes son desplazados de los puntos reales de contacto, aunque una pequeña cantidad de contaminantes basta para modificar la resistencia al deslizamiento tangencial en los contactos.

El diámetro mínimo de las partículas finas de limo es de 2μ ó 20,000 Å. Estas finas partículas tienen dimensiones del mismo orden que la altura de las asperezas de partículas más grandes. En este caso cabe más hablar de "esquinas" que de asperezas. Aunque la naturaleza general de la resistencia friccional es la misma, bien se trata de partículas pequeñas o grandes, de hecho un contacto aparente entre partículas granulares muy pequeñas puede estar constituido por un punto de contacto únicamente.

Los dispositivos de laboratorio que aparecen en la Fig. 6.7 se han utilizado para determinar la resistencia por fricción de minerales. Cuando se emplean trozos fijos o bloques deslizantes (Fig. 6.7a) los resultados proporcionan el coeficiente de fricción estática (y quizás el cinético). Cuando se arrastran muchas partículas de arena sobre una superficie plana (Fig. 6.7b) los resultados reflejan por lo general una combinación de fricción por deslizamiento y rodadura. De aquí que el coeficiente de fricción medido por el segundo tipo de prueba sobre múltiples partículas suele ser diferente del valor obtenido en una prueba del primer tipo.

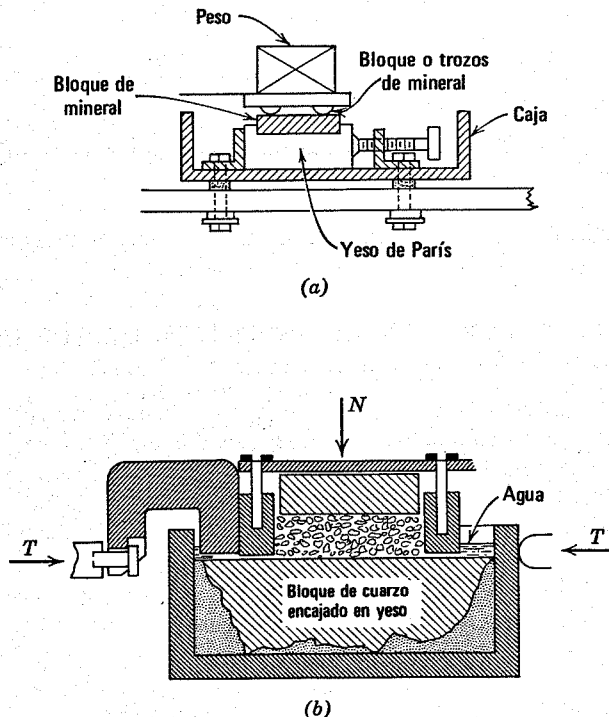


Fig. 6.7. Dispositivos para medir el coeficiente de fricción de superficies minerales. a) Deslizamiento sobre un bloque o trozo de mineral. b) Deslizamiento de muchas partículas.

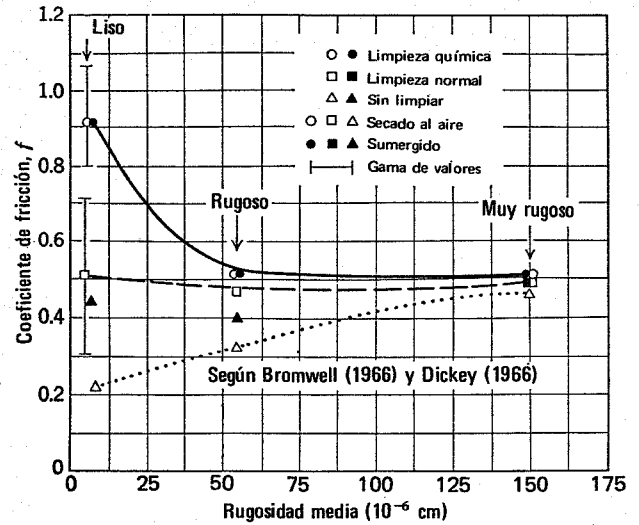


Fig. 6.8. Fricción del cuarzo [según Bromwell (1966) y Dickey (1966)].

Influencia del agua y de la rugosidad superficiales

La Fig. 6.8 resume los coeficientes de fricción obtenidos para el cuarzo bajo diversas condiciones de limpieza, humedad y rugosidad superficial. Los resultados muestran que la fricción del cuarzo liso varía desde aproximadamente $f = 0.2$ a $f = 1.0$, en función del grado de limpieza de la superficie⁴. En las superficies más contaminadas, el agua aumenta la fricción; es decir, actúa como un anti-lubricante. Sin embargo, en superficies cuidadosamente limpias, el agua no tiene ninguna influencia. Esto indica que el agua es intrínsecamente neutra respecto al cuarzo. Pero si existe una capa contaminante (probablemente una delgada película de material orgánico) el agua rompe esta capa, reduce su eficacia como lubricante y aumenta por tanto la fricción.

Al aumentar la rugosidad de la superficie disminuye la influencia del grado de limpieza, de forma que una superficie "muy rugosa" de 1.5×10^{-4} cm ($15,000$ Å) posee prácticamente el mismo valor de f , cualquiera que sea la limpieza de la superficie. Esto indica que la capacidad lubricante de la capa contaminante disminuye al aumentar la rugosidad. Es lo que podría esperarse de una delgada capa de película lubricante que actuase como lubricante de contorno (Bowden y Tabor 1964).

El hecho de que las superficies más rugosas no posean mayores valores de la fricción cuando se han limpiado cuidadosamente es más difícil de explicar. La evidencia parece indicar que las superficies más rugosas no pueden limpiarse tan eficazmente como las lisas, aunque la razón de esto no está muy clara.

Desde un punto de vista práctico, tiene gran importancia el valor casi constante de $f = 0.5$ ($\phi_\mu = 26^\circ$) de las superficies de cuarzo muy rugosas, ya que prácticamente todas las partículas de cuarzo de los suelos naturales poseen superficies rugosas.

⁴ Estos resultados se obtuvieron sobre superficies rugosas [Bromwell (1966) y Dickey (1966)]. Sin embargo, la tendencia de los resultados apoya, en general, los datos y conclusiones de pruebas anteriores que se han realizado de ordinario sobre superficies pulimentadas [ver, por ejemplo, Horn y Deere, (1962)].

Tabla 6.1 Fricción de minerales no laminares

Mineral	Condiciones de humedad de la superficie		
	Secada en estufa	Secada en estufa; equilibrado al aire	Saturada
Cuarzo ^a	0.13	0.13	0.45
Feldespato	0.12	0.12	0.77
Calcita	0.14	0.14	0.68

Notas. Pruebas realizadas sobre superficies muy pulimentadas. Datos de Horn y Deere (1962).

^a Sobre la influencia del grado de limpieza y de la rugosidad superficial sobre la fricción del cuarzo, ver la Fig. 6.8.

En la tabla 6.1 se han resumido los valores del coeficiente de fricción para otros minerales no laminares. Los bajos valores de f para estos minerales, en estado seco, no tienen probablemente significado práctico, ya que representan una limpieza deficiente de superficies lisas pulimentadas. Se necesitan mucho más datos sobre estos minerales para poder elegir valores de f con suficiente confianza.

Influencia de la carga normal

Los coeficientes de fricción medidos en minerales no laminares han resultado independientes de la carga normal. A partir de pruebas en las que la carga normal de contacto variaba en la relación de 1 a 50, Rowe (1962) obtuvo que el ángulo de fricción ϕ_μ permanecía constante, con una dispersión de $\pm 1^\circ$.

Por otro lado, los resultados de Rowe muestran que el ángulo de fricción ϕ_μ , viene afectado por el tamaño de la partícula en la prueba (Fig. 6.9). Rowe utilizó el dispositivo que aparece en la Fig. 6.7b. Para una carga normal total dada, la carga normal por contacto aumenta con el tamaño de la partícula. Sin embargo, como el diámetro de la partícula también aumenta en este caso, la presión media de contacto (N/A_c) no varía. Por tanto, las teorías que suponen la deformación elástica no parecen adecuadas para explicar estos resultados. Una explicación posible es que las partículas más gruesas pueden girar más fácilmente que las más pequeñas, quizás debido a que el centro de gravedad está más alejado del plano de deslizamiento. De aquí que el ángulo de fricción medido, que comprende componentes de rodadura y deslizamiento, resulta más pequeño para las partículas más gruesas.

6.4 FRICCIÓN ENTRE MINERALES LAMINARES

Nos referiremos principalmente a los minerales del tipo de la mica debido a que el comportamiento friccional de los mismos puede ser semejante al de las partículas arcillosas⁵.

⁵ Se han obtenido datos en el M.I.T., y en el Instituto Geotécnico Noruego sobre el ángulo de fricción ϕ_μ entre partículas arcillosas. Se han registrado valores de solo 3° .

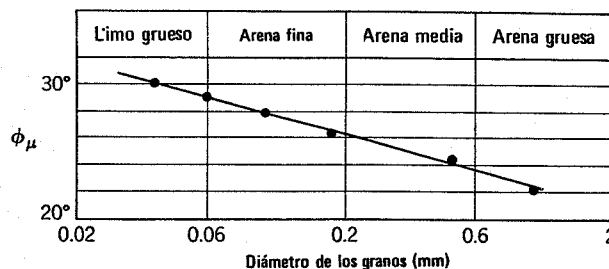


Fig. 6.9. Ángulo de fricción de arenas de cuarzo en función del tamaño de los granos (según Rowe, 1962).

Naturaleza general del contacto

Las superficies de mica presentan irregularidades, pero en la forma de "mesetas" y "llanuras" más que en el de asperezas. Además, la escala de estas irregularidades es bastante diferente de la que existe en la superficie de partículas granulares. En superficies de exfoliación frescas, los "escalones" tienen solamente la altura de varias unidades laminares (aproximadamente 10 - 100 Å). Según palabras de Bowden y Tabor (1964), las superficies de exfoliación "... son molecularmente lisas en grandes superficies". Comparadas con las superficies de las partículas de cuarzo lisas, las superficies de exfoliación frescas son "superlisas". Existen razones para creer que las superficies de las partículas arcillosas son semejantes. Desgraciadamente, las bases de la resistencia por fricción entre superficies superlisas se han estudiado poco, por lo que los comentarios que siguen son aún muy especulativos.

Dos planos de exfoliación de mica, presentan un contacto bastante diferente del de las superficies con asperezas. Las superficies de mica, y probablemente las de las arcillas, pueden quedar muy próximas en casi toda su extensión sin llegar a estar realmente en contacto directo. Las contaminantes superficiales, incluida el agua adsorbida, no son desplazados a no ser que la presión normal sobrepase los 5,500 kg/cm². Además estos contaminantes participan en la transmisión de presiones normales, como se expuso en el capítulo 5.

Una situación más normal entre partículas arcillosas es probablemente un cierto tipo de orientación borde-cara. Este tipo de contacto se aproxima más a los contactos entre asperezas ya comentados para las partículas granulares, con la única diferencia en el caso de las arcillas de que cada contacto está formado probablemente por una "aspereza".

Aún queda por discutir si la resistencia al deslizamiento tangencial entre superficies muy lisas es mayor o menor que la resistencia entre superficies rugosas. Para responder a esto debemos recurrir a los datos experimentales⁶.

Efecto del agua superficial

Los datos de la tabla 6.2 muestran que el agua actúa como lubricante. Una explicación posible de este comportamiento puede ser la siguiente: En los suelos secados en estufa los iones superficiales no están completamente hidratados. Las superficies minerales reales se aproximan

⁶ Estos datos proceden principalmente de Horn y Deere (1962).

mucho y el enlace es fuerte. En presencia de agua, los iones se hidratan y se debilita el enlace con las superficies minerales. De aquí que la resistencia tangencial disminuya al añadir agua.

Es importante comparar el papel de los contaminantes en los casos de superficies muy lisas o rugosas. Con superficies rugosas los contaminantes sirven para debilitar los enlaces cristalinos y al aumentar la movilidad de los contaminantes por el agua se facilita su desplazamiento, reduciéndose así su influencia perjudicial. Con superficies muy lisas los contaminantes forman realmente parte del mi-

Tabla 6.2 Coeficientes de fricción de materiales laminares multicapa, en diversas condiciones de humedad

Mineral	Condiciones de humedad de la superficie		
	Secada en estufa	Secada en estufa; equilibrado al aire	Saturada
Mica moscovita	0.43	0.30	0.23
Mica flogopita	0.31	0.25	0.15
Mica biotita	0.31	0.26	0.13
Clorita	0.53	0.35	0.22

Notas. Análoga fricción estática y cinemática. Datos de Horn y Deere (1962).

neral y al aumentar su movilidad se reduce la resistencia tangencial.

En estado saturado el ángulo de fricción entre los minerales laminares puede ser muy bajo. Como las partículas arcillosas están siempre rodeadas de agua, en los casos prácticos es importante estudiar estos minerales en estado saturado.

Fricción estática y cinética

La fricción cinética de los materiales laminares es superior al 90% de la estática y en general la iguala. El fenómeno de deslizamiento intermitente no se ha observado en estos minerales. Los coeficientes de fricción de la mica aumentan en un 25% cuando la velocidad de deslizamiento aumenta de 1.8 a 15 cm/minuto. Debido a que el enlace de adhesión es relativamente débil en el caso de estos minerales y a que los iones a través de los cuales se produce el enlace tienen una cierta libertad de movimiento, cabe esperar esta influencia relativamente pequeña de la velocidad.⁷

Variación del ángulo de fricción con la carga normal

Para la gama habitual de presiones normales empleadas, el ángulo de fricción de estos minerales parece ser constante. Sin embargo, nada se sabe respecto a la posible variación con grandes cambios en la carga normal.

⁷ Recurriendo a la teoría de procesos evolutivos Mitchell (1964) ha proporcionado una excelente descripción del mecanismo que rige este comportamiento de los minerales arcillosos en función del tiempo.

6.5 DIVERSOS CONCEPTOS REFERENTES A LA RESISTENCIA AL DESLIZAMIENTO TANGENCIAL ENTRE SUPERFICIES MINERALES

En el momento actual aún no se tiene seguridad sobre la extensión en que puede aplicarse la teoría de la sección 6.4 a la resistencia tangencial entre partículas arcillosas. Sin embargo, se demuestra en la parte IV que muchos suelos arcillosos naturales, en especial aquellos con gran proporción de montmorilonita e illita, tienen resistencias tangenciales compatibles con esta teoría.

Cuanto mayor es una partícula, más grande es la probabilidad de que existan irregularidades superficiales de cierta importancia. Por ejemplo, pueden verse escalones de exfoliación en la superficie de las laminillas de caolinita (Fig. 4.4a) que tienen una altura del orden de 100 Å. De aquí que cuando las laminillas de caolinita están en contacto cara con cara, es cierto que el "contacto" real se produce sólo en una parte de la superficie de contacto aparente y, a no ser que las laminillas estén perfectamente alineadas, parece probable que el contacto se reduzca a zonas relativamente pequeñas en los escalones de exfoliación. Al producirse este caso, es probable que el mecanismo de resistencia tangencial, e incluso la magnitud de dicha resistencia, se aproxime cada vez más al comportamiento de las partículas granulares. Lo mismo podría decirse cuando las partículas entran en contacto con una orientación borde-cara.

Los conocimientos actuales respecto a la fricción entre partículas de suelo pueden resumirse en la forma siguiente.

1. El comportamiento friccional entre partículas granulares se conoce razonablemente bien.
2. La teoría del deslizamiento entre laminillas ideales de arcilla es aplicable probablemente a las partículas arcillosas más pequeñas en contacto cara con cara.
3. El mecanismo de resistencia al deslizamiento tangencial de la arcilla natural está comprendido entre los dos casos límites de las partículas granulares y las laminillas paralelas de arcilla, aproximándose frecuentemente al de las partículas granulares.

Cohesión verdadera entre partículas arcillosas

El estudio de los fundamentos del comportamiento friccional nos ayuda a comprender la posibilidad del desarrollo de la cohesión entre partículas arcillosas. Si las laminillas arcillosas están en contacto borde-cara, es muy probable que se desarrolle una cohesión verdadera, en especial si se han producido enlaces en la mayor parte de la superficie de contacto.

Los razonamientos del capítulo 5 ya sugieren que las laminillas de arcilla en contacto cara con cara pueden estar en un contacto tan firme que no se separen al suprimir la carga. Esto representa ciertamente una cohesión real, y se han llegado a formar nuevas partículas, más gruesas, mediante este proceso. El tiempo, la meteorización y la desecación contribuyen a crear esta cohesión verdadera.

6.6 RESUMEN DE PUNTOS PRINCIPALES

Los anteriores comentarios indican que es muy difícil predecir cuál será el coeficiente de fricción entre partículas para un caso determinado. De aquí que los resultados principales de este capítulo pueden resumirse en forma de ciertos principios generales y una gama de posibles resistencias al deslizamiento tangencial.

1. La resistencia tangencial entre partículas se debe a los enlaces de adhesión en los puntos de contacto.
2. La resistencia tangencial viene determinada principalmente por la magnitud de la carga normal aplicada, de forma que el comportamiento general es de naturaleza friccional.
3. Para el cuarzo el ángulo de fricción ϕ_μ varía generalmente entre 26 y 30°. Debido a que las superficies de las partículas son rugosas, la presencia o ausencia de agua tiene escaso o nulo efecto sobre la resistencia friccional. La fricción de otros minerales no laminares ha sido menos estudiada, no pudiendo darse valores típicos.
4. Para laminillas arcillosas paralelas cuyas caras son "superlisas", el ángulo de fricción puede ser inferior a 8°, siendo su valor típico próximo a 13°. El enlace se produce en una superficie bastante grande pero es relativamente débil y puede depender en cierta extensión del tiempo o velocidad de deslizamiento.
5. Para la mayoría de las arcillas naturales la resistencia friccional es probablemente más próxima a la de las partículas granulares que a la de las partículas coloidales de caras paralelas.
6. Puede desarrollarse una verdadera cohesión entre superficies de partículas. La cohesión verdadera en un punto cualquiera de contacto es generalmente pequeña, de forma que el efecto total sólo tiene importancia cuando existen muchos contactos, como es el caso de los suelos arcillosos. Estos enlaces tienen mayor probabilidad de producirse en contactos borde-cara, rompiéndose con muy pequeñas deformaciones.
7. El ángulo de fricción entre partículas no es sino uno de los factores que contribuyen a la resistencia del suelo real. En posteriores capítulos se tendrán en cuenta otros factores como el acomodo entre partículas.

PROBLEMAS

6.1 Deducir las ecuaciones que conducen a los siguientes resultados:

- a. f es independiente de N para materiales que se deforman plásticamente.
- b. f es función de la carga normal en los materiales elásticos. Establecer las hipótesis necesarias para cada ecuación.

6.2 El diámetro del área de contacto entre dos cuerpos elásticos (Fig. P6. 2-1) viene dado por

$$d = \left[\frac{12(1 - \nu^2)}{E} N \frac{R_1 R_2}{R_1 + R_2} \right]^{1/3}$$

ν = coeficiente de Poisson = 0.31 para el cuarzo.
 E = módulo de Young = 77×10^4 kg/cm² para el cuarzo.

N = carga normal

R_1, R_2 = radios de curvatura.

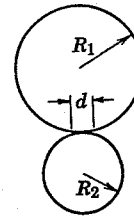


Fig. P6.2-1.

a. Deducir la fórmula de la presión de contacto media (N/A) entre dos esferas de cuarzo del mismo radio.

b. Considérese un sistema de material limoso seco. Si las partículas fueran esferas de cuarzo perfectas de 0.005 mm de radio en agrupación cúbica (ver la Fig. P6.2-2a), ¿qué presión de confinamiento debería aplicarse a todo el sistema para producir la fluencia plástica? (La fluencia plástica del cuarzo se produce con una presión normal de 100.000 kg/ cm²).

Indicación: Considérese un plano horizontal a través del sistema (ver la Fig. P6.2-2b) y calcúlese el área de contacto en ese plano para diversos valores de la presión de confinamiento.

c. Si las esferas del apartado b) no son perfectamente lisas sino que el contacto con las esferas vecinas se produce a través de una aspereza con un radio de curvatura de 1.000 Å, ¿qué presión de confinamiento provocará la deformación plástica?

d. ¿Puede esperarse que un limo real presente deformación plástica en los contactos para un cierto valor de la presión de confinamiento comprendido entre los valores correspondientes a los apartados b) y c)? ¿Por qué?

e. La presión necesaria para producir cierta deformación plástica ¿será mayor para un limo suelto o para uno compacto? Explicar por qué.

6.3 Considérese una arcilla floclada formada por partículas planas de 1μ de longitud \times 0.1μ de ancho \times 0.01μ de grueso. La relación de vacíos es 2.0 y $G_s = 2.70$.

a. Calcúlese el número de partículas por unidad de volumen.

b. El número de partículas en contacto por unidad de área puede suponerse igual a (número de partículas / volu-

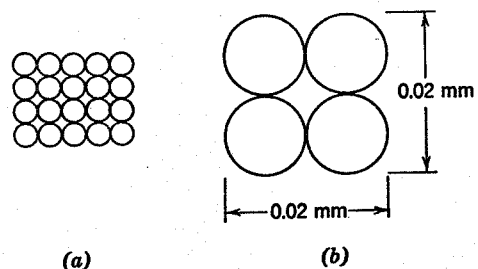


Fig. P6.2-2.

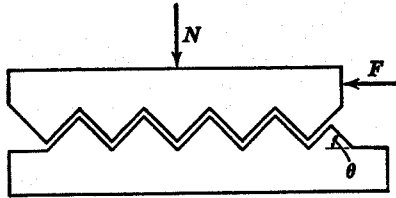


Fig. P6.4.

men unitario)^{2/3}. Si cada partícula posee dos contactos de transmisión de presiones sobre un plano horizontal ¿cuál es el número de contactos por unidad de área?

c. Si cada contacto entre partículas se supone que es del tipo borde-cara, siendo el borde de forma esférica con un radio de 0.01μ , ¿qué presión efectiva de confinamiento debe aplicarse a la arcilla para provocar la fluencia plástica? Adóptense las mismas constantes elásticas del cuarzo, pero suponiendo que la fluencia plástica comienza para $N/A = 70,000 \text{ kg/cm}^2$.

6.4 Las asperezas de la superficie ideal que aparece en la Fig. P6-4 forman un ángulo θ con la dirección de deslizamiento.

a. Deducir la expresión de la fuerza horizontal F necesaria para iniciar el movimiento. Expresar F en función de N , θ , y ϕ_μ (ángulo de fricción para una superficie con $\theta = 0$).

b. Calcular el coeficiente de fricción de las superficies de las Fig. 6.4 si $\phi_\mu = 15^\circ$ para una superficie de cuarzo con $\theta = 0$. Discútase la validez de este cálculo.

6.5 Tres mezclas arcilla-agua, formadas por partículas planas floculadas tienen las dimensiones de partículas y la relación de vacíos indicados en la tabla siguiente:

Mezcla	Dimensiones de las partículas (μ)	Relación de vacíos
A	$10 \times 10 \times 1$	1
B	$1 \times 1 \times 0.05$	2
C	$0.1 \times 0.1 \times 0.001$	5

Si la presión atractiva neta en los contactos entre partículas bajo carga normal nula fuera F :

$$F \text{ (dinas)} = 10^{-6} \times \text{espesor de las partículas (A)}$$

calcúlese la cohesión (esfuerzo de tensión) que debe vencerse para separar las tres mezclas. *Nota:* Utilícese el método del problema 6.3, para obtener el número de contactos por unidad de área.

Respuesta:

Sistema	$c \text{ (kg/cm}^2\text{)}$
A	0.06
B	0.36
C	1.32

CAPITULO 7

Formación de los suelos

Según el proceso de formación, un suelo puede ser *sedimentario*, *residual*, o colocado por el hombre (*relleno* artificial). En un suelo sedimentario las partículas se formaron en un determinado lugar, fueron transportadas y se depositaron finalmente en otro emplazamiento. Un suelo residual se ha formado por la meteorización de la roca *in situ*, con escaso o nulo desplazamiento de las partículas. El hombre puede construir rellenos o terraplenes de suelo. Estos tres tipos de depósitos se comentan sucesivamente en este capítulo. Se presta atención en primer lugar al concepto de "estructura", que servirá para la descripción de los diversos tipos de suelos.

7.1 ESTRUCTURA DEL SUELO

El término *estructura del suelo* hace referencia a la orientación y distribución de las partículas en una masa de suelo (también se denomina "fábrica" y "arquitectura") y a las fuerzas entre partículas de suelo adyacente. Aquí nos limitaremos principalmente a las partículas pequeñas, de forma plana, y a la orientación de las partículas individuales. Los conjuntos de partículas más grandes se considerarán en capítulos posteriores. Como fuerzas correspondientes a la estructura del suelo se considerarán principalmente las generadas entre las propias partículas, de naturaleza electroquímica.

Los dos casos límites en la estructura de un suelo, son la estructura *floculada* y la estructura *dispersa*, como se presentan en la Fig. 7.1. En la estructura floculada las partículas de suelo presentan contactos borde-cara, atrayéndose mutuamente. Una estructura dispersa, por otro lado, posee partículas en disposición paralela que tienden a repelerse mutuamente. Entre ambos casos cabe un número infinito de estados intermedios. Con los actuales conocimientos y métodos de medida de la orientación y fuerzas entre las partículas, está poco justificado intentar definir estructuras de tipo intermedio. Así pues, los términos *floculada* y *dispersa* se utilizan en sentido general para describir suelos que poseen estructuras próximas a las de la Fig. 7.1.

En el capítulo 5 se estudiaron las fuerzas eléctricas entre partículas, introduciendo los conceptos de floculado y disperso. No pretendemos ahora hacer distinción entre los dos tipos de floculación representados en la Fig. 5.15.

Una determinada estructura de suelo puede modificarse notablemente provocando desplazamientos entre las partículas. En general, los desplazamientos tienden a romper los enlaces entre partículas y a disponerlas en una estructura paralela. Si se sometiera la estructura floculada de la Fig. 7.1a a un desplazamiento tangencial horizontal, las partículas tenderían a alinearse en la forma de la estructura dispersa de la derecha de la figura. Una compresión tiende a que las partículas adyacentes se desplacen hacia una disposición paralela, dando lugar probablemente a pequeñas zonas de partículas con orientación aproximadamente paralela, pero con orientaciones diferentes de unas a otras zonas. El tratamiento mecánico de un elemento de suelo hasta que se haga homogéneo (lo que se denomina "remoldeo") tiende a alinear las partículas adyacentes y a romper los enlaces entre partículas.

El comportamiento mecánico de un elemento de suelo dependerá en gran parte de la estructura que posea. En general, un elemento de suelo floculado tiene una mayor resistencia, una menor compresibilidad y una mayor permeabilidad que el mismo suelo con la misma relación de vacíos pero en estado disperso. La mayor resistencia y menor compresibilidad en estado floculado se debe a la atracción entre partículas y a la mayor dificultad para desplazarlas cuando se encuentran en disposición desordenada. La mayor permeabilidad del suelo floculado se debe a la existencia de canales más grandes para el paso del agua. Mientras que un elemento floculado y otro disperso con la misma relación de vacíos tienen aproximadamente la misma sección libre para el paso del agua, en el suelo floculado los canales de flujo son menores en número pero de mayor diámetro. Así pues, existe una menor resistencia al paso del agua a través de un suelo floculado que a través de un suelo disperso.

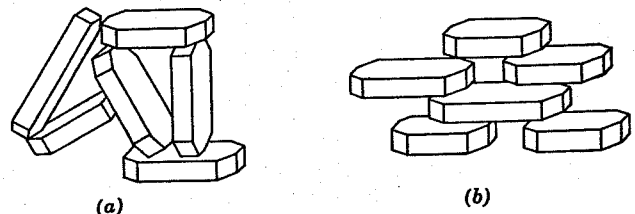


Fig. 7.1. Tipos de estructuras de un suelo. a) Floculada. b) Dispersa.

Tabla 7.1 Influencia de la forma de transporte sobre las características de los sedimentos

	Agua	Aire	Hielo	Gravedad	Organismos
Tamaño	Reducción por disolución, ligera abrasión en suspensión, abrasión e impacto en el arrastre.	Considerable reducción	Considerable abrasión e impacto	Impactos considerables	Ligeros efectos de abrasión por el transporte directo por organismos
Forma y redondez	Redondeo de arenas y gravas	Elevado grado de redondeo	Partículas angulosas y aplanadas (◡)	Angulosas, no esféricas	
Textura superficial	Arena: lisa, pulimentada, brillante Limo: escaso efecto	El impacto produce superficies mates	Superficies estriadas		
Clasificación por tamaños	Considerable	Muy considerable (progresiva)	Muy escasa	Nula	Limitada

7.2 SUELOS SEDIMENTARIOS

La formación de los suelos sedimentarios puede explicarse más adecuadamente considerando la formación, el transporte y el depósito de los sedimentos.

Formación de sedimentos

~~El modo principal de la formación de sedimentos lo constituye la meteorización física y química de las rocas en la superficie terrestre. En general las partículas de limo, arena y grava se forman por la meteorización física de las rocas, mientras que las partículas arcillosas proceden de la alteración química de las mismas. La formación de partículas arcillosas a partir de las rocas puede producirse, bien por combinación de elementos en disolución o por la descomposición química de otros minerales.~~

Transporte de los sedimentos

~~Los sedimentos pueden ser transportados por cualquiera de los cinco agentes siguientes: agua, aire, hielo, gravedad y organismos vivos. El transporte afecta a los sedimentos de dos formas principales: a) modifica la forma, el tamaño y la textura de las partículas por abrasión, desgaste, impacto y disolución; b) produce una clasificación o graduación de las partículas. La tabla 7.1 resume alguno de los efectos de los cinco agentes citados sobre los sedimentos.~~

Depósito de los sedimentos

Después que las partículas se han formado y han sido transportadas se depositan para formar un suelo sedimentario. Las tres causas principales de este depósito en el agua son la reducción de velocidad, la disminución de la solubilidad y el aumento de electrólitos. Cuando una corriente desemboca en un lago, océano, o un gran volumen de agua, pierde la mayor parte de su velocidad. Disminuye así la fuerza de la corriente y se produce una sedimentación. Cualquier cambio en la temperatura del agua o en su naturaleza química puede provocar una re-

ducción en la solubilidad de la corriente, reduciéndose la precipitación de algunos de los elementos disueltos. La Fig. 7.2 muestra la estructura que puede presentar un suelo sedimentario formado en agua salada, comparándola con la de otro depósito en agua dulce. Como ya se señaló en la Fig. 5.14, ~~el suelo depositado en agua salada floculará más rápidamente, presentando así una mayor humedad y relación de vacíos.~~

7.3 SUELOS RESIDUALES

Los suelos residuales se originan cuando los productos de la meteorización de las rocas no son transportados como sedimentos sino que se acumulan *in situ*. Si la velocidad de descomposición de la roca supera a la de arrastre de los productos de descomposición, se produce una acumulación de suelo residual. Entre los factores que influyen sobre la velocidad de alteración en la naturaleza de los productos de meteorización están el clima (temperatura y lluvia), el tiempo, la naturaleza de la roca original, la vegetación, el drenaje y la actividad bacteriana.

El perfil de un suelo residual puede dividirse en tres zonas: a) la *zona superior* en la que existe un elevado grado de meteorización pero también cierto arrastre de materiales; b) la *zona intermedia* en cuya parte superior existe una cierta meteorización, pero también cierta graduación hacia la parte inferior de la misma; y c) la *zona parcialmente meteorizada* que sirve de transición del suelo residual a la roca original no alterada.

La temperatura y otros factores han favorecido el desarrollo de espesores importantes de suelos residuales en muchas partes del mundo, en especial en el Sur de Asia, Africa, Sureste de América del Norte, América Central, las islas del Caribe y América del Sur. Como podemos deducir de esta distribución, los suelos residuales tienden a ser más abundantes en zonas húmedas, templadas, favorables al ataque químico de las rocas y con suficiente vegetación para evitar que los productos de meteorización sean fácilmente arrastrados y formen sedimentos. Aunque los suelos residuales están ampliamente extendidos por todo el mundo, han sido poco estudiados por los expertos en mecánica de suelos, debido a que suelen encontrarse en

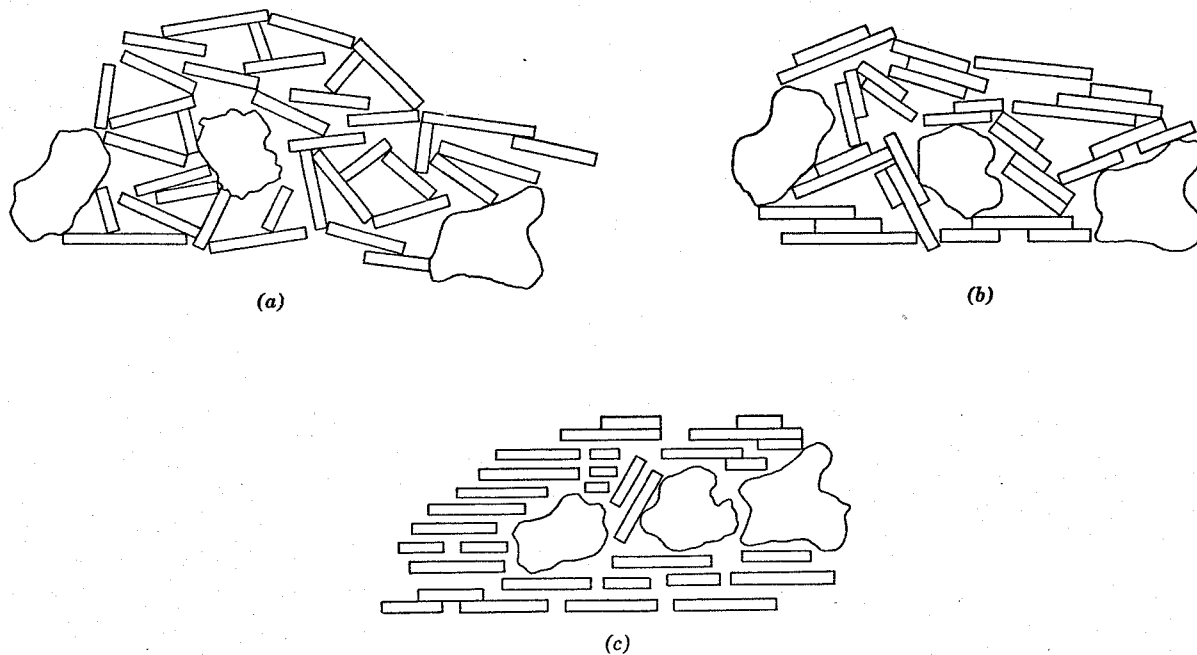


Fig. 7.2. Estructura de un suelo natural a) Depósito inalterado en agua salada. b) Depósito intacto en agua dulce. c) Suelo remoldado.

zonas de economía subdesarrollada, en contraste con los suelos sedimentarios que existen en los centros más importantes de población e industria.

Sowers (1963) ha dado los siguientes espesores típicos de suelos residuales:

S.E. de los Estados Unidos	6 a 23 m
Angola	8 m
Sur de la India	8 a 15 m
Africa del Sur	9 a 18 m
Africa Occidental	10 a 20 m
Brasil	10 a 25 m

7.4 DEPOSITOS ARTIFICIALES

En las dos secciones anteriores se ha comentado la formación de depósitos de suelo por la naturaleza. Un depósito realizado por el hombre se denomina *terraplén* o *relleno*. Un terraplén constituye realmente un depósito "sedimentario" en el que el hombre realiza todos los procesos de formación. El suelo se extrae por excavación o voladura de un cierto yacimiento (zona de *préstamo*), se transporta mediante un vehículo que puede ser un camión, trailla, vagoneta o bulldozer, o por medio de barcazas o tuberías y se deposita por vertido directo. El material puede dejarse tal como cae, como es el caso del pie de bloques de la presa de tierra de la Fig. 1.8, o el relleno hidráulico de la estructura de la Fig. 1.9, o puede tratarse mecánicamente para aumentar su compacidad (*compactación*) como en el núcleo de la presa de la Fig. 1.8 o la explanada de carretera de la Fig. 1.11. Los principios de la compactación y las propiedades de los suelos compactados se tratan en el capítulo 34.

7.5 ALTERACIONES DE LOS SUELOS DESPUES DE SU FORMACION

El ingeniero civil que trabaja en suelos debe proyectar su estructura no sólo para las propiedades del suelo existentes al comienzo de la obra sino también para toda la vida de proyecto de la estructura. Necesita, por tanto, conocer las propiedades del terreno al comienzo de la obra y la forma en que estas propiedades variarán a lo largo del tiempo. Tanto el tamaño y la forma de un depósito determinado como las propiedades mecánicas del suelo que lo componen pueden variar de manera muy significativa. Muchas de estas variaciones se producen independientemente de la actividad humana, mientras que otras se deben a la propia obra.

Los importantes cambios de comportamiento que pueden producirse durante el período de utilización de un suelo hacen la ingeniería de suelos al mismo tiempo difícil e interesante. El ingeniero pronto aprende que el suelo no es inerte, sino bastante activo y muy sensible a las condiciones de su entorno. La tabla 7.2 enumera los factores que tienen mayor influencia sobre el comportamiento de un suelo.

Presiones

En general un aumento de la presión sobre un elemento de suelo produce un incremento de la resistencia al esfuerzo cortante, una disminución de la compresibilidad y una reducción de la permeabilidad; los efectos contrarios se producen si las presiones disminuyen. Los cambios originados por una reducción de presiones suelen ser menores que los producidos por un incremento de presiones de igual magnitud.

Tabla 7.2 Factores que influyen sobre el comportamiento del suelo

Factores que influyen en la formación del depósito de suelo	Factores que dan lugar a cambios de comportamiento
Suelo sedimentario	
Naturaleza de los sedimentos	Esfuerzos
Métodos de transporte y sedimentación	Tiempo
Naturaleza del medio en el que se realiza la sedimentación	Agua
Suelo compactado	
Naturaleza del suelo	Entorno físico
Humedad de puesta en obra	
Energía y tipo de compactación.	Perturbación

Durante la formación de un suelo sedimentario la presión total a una cota determinada continúa aumentando al ir creciendo la altura de suelo sobre el punto considerado. Así pues, las propiedades de un suelo sedimentario a una determinada profundidad están cambiando continuamente al formarse el depósito. La eliminación de las tierras superiores, por ejemplo por erosión, da lugar a una reducción de las presiones. ~~Un elemento de suelo que está en equilibrio bajo la máxima presión que ha experimentado en toda su historia se denomina normalmente consolidado*~~, mientras que ~~un suelo en equilibrio bajo una presión inferior a la que se consolidó se denomina sobreconsolidado**~~.

Existen procesos constructivos que dan lugar a un aumento de las presiones de confinamiento del suelo mientras que otras producen una reducción de presiones. Por ejemplo, el terraplén representado en la Fig. 1.6 causó un gran incremento de las presiones verticales del terreno en su base. Cuando se alcanzó el equilibrio bajo la carga de este terraplén, el terreno de base tenía una resistencia mucho mayor. Por otro lado, la excavación realizada para el Canal de Panamá (Fig. 1.14) produjo una descarga considerable del terreno en la zona del Canal y en las proximidades del mismo. Esta descarga dio lugar a una disminución de la resistencia de las lutitas inmediatas al Canal, contribuyendo a los deslizamientos que se produjeron a lo largo del mismo.

Tiempo

El tiempo es una variable que interviene en los demás factores que contribuyen a las variaciones de comportamiento del suelo (en especial las presiones, la humedad y las condiciones del medio). Como se advirtió en el capí-

* O *naturalmente* consolidado. (N.T.)

** En este mismo sentido se ha utilizado mucho el término "preconsolidado", aunque actualmente se tiende a reservarlo para indicar procesos de consolidación pasados, más que niveles de presiones. (N.T.)

tulo 2, para apreciar los efectos completos de una variación de presiones, el agua debe ser expulsada o absorbida por el elemento del suelo. Debido a la permeabilidad relativamente baja de los suelos de grano fino, se requiere un cierto tiempo para que esta agua escape o penetre en tales suelos. El tiempo es un factor evidente en las reacciones químicas, como las que se producen en los procesos de meteorización.

Agua

Como se comentó en el capítulo 2, el agua puede tener dos efectos perjudiciales sobre el suelo. En primer lugar, la mera presencia de agua hace disminuir las fuerzas de atracción entre las partículas arcillosas. En segundo lugar, el agua intersticial puede soportar los esfuerzos aplicados, modificando así el comportamiento del suelo. Una muestra de arcilla que puede tener una resistencia próxima a la del concreto pobre cuando se deseca, puede transformarse en fango al sumergirla en agua. Así pues, el aumento de humedad de un suelo reduce por lo general, la resistencia del mismo.

Tanto la naturaleza como la actividad humana pueden alterar las condiciones del agua intersticial. En muchas partes del mundo existe una variación muy marcada en las condiciones de humedad a lo largo del año. En la estación seca y cálida existe escasez de lluvia y el nivel freático desciende; en la estación húmeda, hay abundancia de agua superficial y se produce una elevación general del nivel freático. Estas variaciones estacionales en las condiciones de humedad producen un cambio apreciable en las propiedades del suelo a lo largo del año.

Existen muchos procesos constructivos que modifican las condiciones del agua freática. Por ejemplo, la presa representada en la Fig. 1.8 dio lugar a un embalse, que indujo en el terreno un fuerte aumento de la presión intersticial. No sólo el terreno de cimentación de la presa sufrió un incremento de presión intersticial sino que muchos suelos secos, que nunca habían estado inundados, quedaron sumergidos por el agua del embalse. La construcción de los dos edificios que aparecen en las Figs. 1.4 y 1.5 hizo necesario abatir el nivel freático. Esta operación produjo una variación en las propiedades del terreno.

Entorno o medio ambiental

Existen varias características del entorno de un suelo que pueden tener influencia sobre su comportamiento. Consideraremos aquí la naturaleza del fluido intersticial y la temperatura. Una arcilla sedimentaria o compactada puede haberse formado con un fluido intersticial de una cierta composición y a una cierta temperatura, pero ambos factores pueden variar a lo largo de la vida del depósito. Un ejemplo es la arcilla marina depositada en agua con un elevado contenido de sales: 35 gr de sal por litro de agua en unas condiciones marinas típicas. Las arcillas marinas han sufrido frecuentemente levantamientos tectónicos por lo cual se encuentran por encima del nivel del mar, y el agua que se filtra a través de las mismas tiene un contenido en sales muy inferior al del agua del mar.

Así, a lo largo de la historia de un sedimento arcilloso puede producirse un arrastre o lavado gradual de la sal que ocupa los poros, de forma que al cabo de muchos miles de años de lavado o lixiviación, el fluido intersticial puede ser muy diferente del que existía en el instante de la formación del sedimento. Como se comentó en el capítulo 5, la disminución del contenido de electrólitos del agua en torno a las partículas de suelo puede reducir la fuerza neta de atracción entre las mismas. En otras palabras, el arrastre de la sal de los poros puede dar lugar a una reducción de la resistencia al corte.

El ejemplo más espectacular de la reducción de resistencia al corte producido por la lixiviación corresponde a las "arcillas de elevada susceptibilidad" o "arcillas sensibles" (*quick clays*). Estas arcillas marinas se depositaron en un estado muy floculado. A pesar de la elevada humedad, estas arcillas han desarrollado una resistencia relativamente grande debido a los enlaces formados en los contactos borde-cara. Al cabo de los años la mayoría de los electrólitos existentes en el fluido intersticial han sido arrastrados por lavado. En estas nuevas condiciones, la arcilla tendería a estar en un estado disperso (Fig. 7.2c), y, para la misma humedad, su resistencia sería muy pequeña. Sin embargo, este cambio no se aprecia totalmente hasta que la arcilla no sufre una perturbación suficiente para romper los enlaces formados durante largos años bajo las presiones de confinamiento. Con la perturbación, la arcilla pierde toda su resistencia y se transforma en una masa pastosa suelo-agua de resistencia al corte nula. Estas arcillas sensibles han dado lugar a numerosos problemas en los países escandinavos y en Canadá donde están muy extendidas. El deslizamiento que aparece en la Fig. 1.13 se produjo en una arcilla de este tipo.

La variación de temperatura desde el instante de la formación del depósito hasta un cierto momento posterior puede dar lugar a una variación en el comportamiento del suelo. Así pues, una arcilla depositada en un lago glacial va aumentando gradualmente de temperatura a lo largo de su vida. Además, un suelo situado a gran profundidad en el terreno, cuando se extrae y se lleva al laboratorio para realizar pruebas, puede sufrir variación de propiedades debido a la diferencia de temperatura entre el terreno y el laboratorio. La reducción de temperatura en un suelo cohesivo suele causar un hinchamiento del suelo y que parte del aire ocluido en el fluido intersticial pase al estado gaseoso.

De todo lo expuesto, el ingeniero puede deducir que es necesario considerar cómo pueden variar las propiedades del suelo a lo largo de la vida de la estructura, y no esperar hacer un proyecto adecuado únicamente a partir de las propiedades del terreno existentes antes de la construcción. Puede enfrentarse con un fallo desastroso si proyecta una presa de tierra contando con la resistencia que tiene el terreno antes de la construcción de la misma. En otros capítulos de este libro se comentarán los principios necesarios para seleccionar, los valores adecuados de resistencia, permeabilidad y compresibilidad a emplear en un problema determinado.

7.6 ESTUDIO DEL TERRENO

En la tabla 7.3 se enumeran algunos de los métodos de estudio del terreno¹ más generalmente utilizados. El programa de estudio de terreno adecuado de una obra determinada depende del tipo de obra, de la importancia de la misma y de la naturaleza del terreno *in situ*. Por ejemplo, una presa importante requerirá generalmente una investigación más completa del terreno que una carretera. Igualmente puede citarse el caso de las arcillas blandas que requieren una investigación más detallada que las gravas.

Tabla 7.3 Método de estudio del terreno

Reconocimiento
Inspección visual
Fotografía aérea
Informes y mapas geológicos
Datos de obras ya realizadas
Exploración
Geofísica
Eléctrica
Pozos—muestreo y pruebas
Sondeos—muestreo y pruebas
Pruebas de campo
Pruebas de penetración
Pruebas de veleta
Determinación del nivel freático—medida de presiones intersticiales
Pruebas de bombeo
Pruebas de carga
Pruebas de compactación

Los primeros cuatro métodos de estudio del terreno citados en la tabla 7.3 cubren generalmente un área muy amplia y sirven para que el ingeniero tenga una visión general de toda la zona. Los métodos geofísicos hacen posible detectar estratos del terreno bien diferenciados. Estos métodos permiten explorar un volumen relativamente grande de terreno en un período limitado de tiempo.

La toma de muestras (*muestreo*) bien en pozos, calicatas o sondeos, junto con las pruebas de laboratorio se utilizan ampliamente en el estudio de suelos, en especial para estructuras importantes y con terrenos relativamente uniformes. El investigador puede obtener muestras inalteradas de elevada calidad en pozo a cielo abierto, pero evidentemente por este método sólo se puede llegar a escasas profundidades. Las zanjas o pozos pueden excavar a mano o mecánicamente mediante una pala excavadora o bulldozer. Los sondeos pueden realizarse con sondas o barrenas, con o sin entubación, o ademado.

Existen dificultades para obtener muestras inalteradas de calidad, especialmente cuando se trata de profundidades importantes. La operación de toma y transporte de

¹ El lector puede consultar la obra de Terzaghi-Peck (1967) para un tratamiento más detallado de la exploración del terreno.

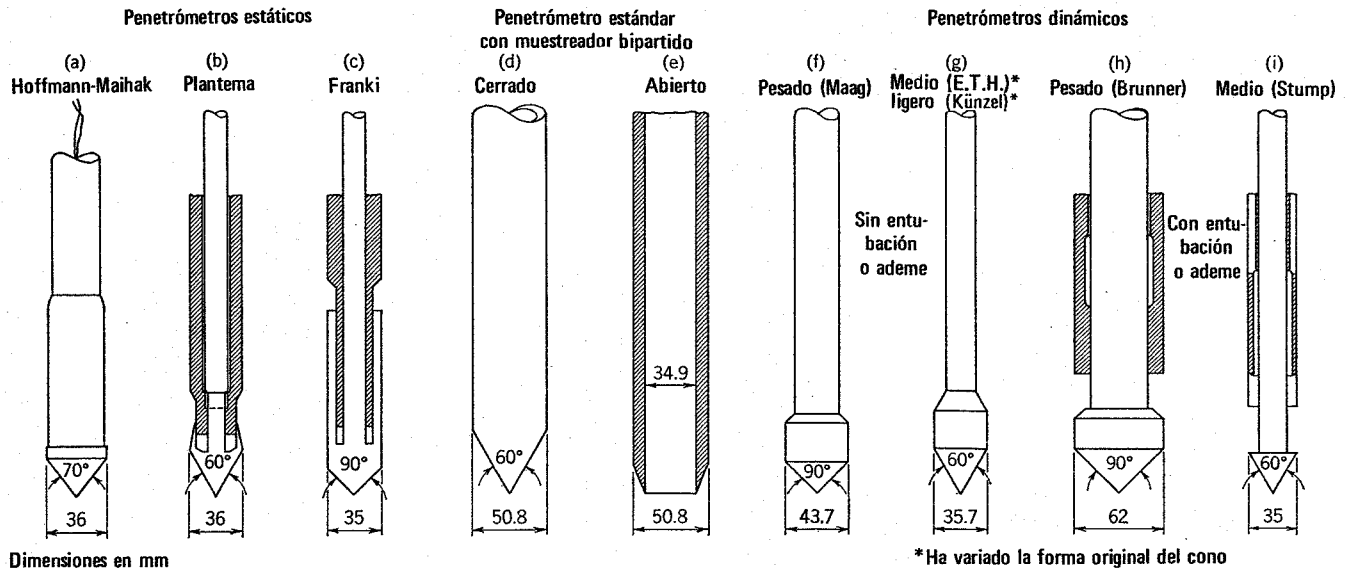


Fig. 7.3. Penetrómetros (Según Schultze y Knausenberger, 1957).

muestras, así como la preparación de los especímenes para las pruebas dan lugar a que el suelo quede sometido a esfuerzos muy diferentes de los existentes *in situ*. Esta variación inevitable del sistema de esfuerzos modifica el comportamiento del suelo. Además, la extracción, transporte y preparación de las muestras las somete generalmente a deformaciones que alteran la estructura del suelo. Por estas razones es muy difícil la determinación de las propiedades *in situ* a partir de pruebas de laboratorio. En capítulos posteriores de este libro se comentarán los métodos de prueba en el laboratorio, citando algunos de los efectos más importantes de la perturbación de las muestras.

Las pruebas de campo adquieren una gran importancia en los suelos muy susceptibles a la perturbación y cuando las condiciones del terreno varían en sentido horizontal o vertical. El método de prueba *in situ* más ampliamente utilizado es el de penetración. La Fig. 7.3 muestra algunos de los penetrómetros utilizados para el estudio del terreno. Estos penetrómetros se hincan o se hacen penetrar a presión en el terreno, midiendo la resistencia a la penetración. La prueba más ampliamente utilizada es la "penetración estándar" (o normal) que consiste en la hincada del tomamuestras que aparece en la Fig. 7.4, dejando caer

una maza de 140 libras (63.5 kg) desde una altura de 30 pulgadas (76 cm). La resistencia a la penetración se expresa por el número de golpes necesarios para hincar el tomamuestras 1 pie. (30 cm.).

La tabla 7.4 presenta una correlación entre la resistencia a la penetración estándar y la compacidad relativa de la arena o la resistencia a compresión simple de la arcilla. La prueba de penetración estándar constituye un método muy valioso para la exploración del terreno. Sin embargo, solamente debe utilizarse a título indicativo ya que existen muchas razones por las cuales los resultados son sólo aproximados.

La Fig. 7.5 muestra los resultados de las pruebas de penetración realizadas en laboratorio, en un depósito de gran diámetro. Estas pruebas muestran que la resistencia a la penetración depende de diversos factores distintos de la compacidad relativa. Como puede verse, la resistencia a la penetración es función de la presión de confinamiento y del tipo de arena. Además, los valores indican una amplia dispersión de los resultados. La influencia del tipo de arena sobre la resistencia a la penetración es especialmente importante con capacidades bajas, que son las de mayor interés. Otro factor que puede tener una notable influencia sobre la resistencia a la penetración de una arena es la

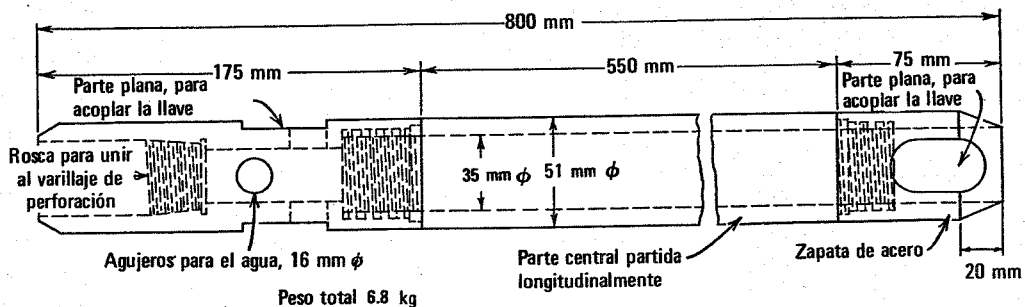


Fig. 7.4. Penetrómetro estándar (según Terzaghi y Peck, 1967).

Tabla 7.4 Prueba de penetración estándar.

Compacidad relativa de la arena		Resistencia de la arcilla		
Resistencia a la penetración N (golpes/pie)	Compacidad relativa	Resistencia a la penetración N (golpes/pie)	Resistencia a compresión simple (kg/cm ²)	Consistencia
0-4	Muy suelta	<2	<0.25	Muy blanda
4-10	Suelta	2-4	0.25-0.50	Blanda
10-30	Media	4-8	0.50-1.00	Media
30-50	Compacta	8-15	1.00-2.00	Semidura
>50	Muy compacta	15-30	2.00-4.00	Dura
		>30	>4.00	Rígida

Según Terzaghi y Peck, 1948.

presión de pozo o intersticial existente en el instante de realizar las medidas. Si el nivel de agua en el sondeo se hace descender antes de realizar la prueba de penetración, se obtendrá una resistencia más baja.

La experiencia ha demostrado que la determinación de la resistencia al corte de una arcilla a partir de la prueba de penetración puede ser muy inexacta.

La prueba de penetración estándar debe utilizarse sólo como indicación o junto con otros métodos de exploración.

En ciertos países, como Holanda, las condiciones del terreno son tales que la prueba de penetración ha resultado valiosa. También se han utilizado ampliamente métodos más sofisticados [como el penetrómetro con vástago de fricción (Begemann, 1953)].

La prueba de veleta o molinete (vane test) ha resultado también muy útil para determinar la resistencia al corte de arcillas blandas y limos. La Fig. 7.6 muestra veletas de diversos tamaños y formas utilizadas para pruebas *in situ*. Se hace penetrar la veleta en el terreno y a continuación se mide el par o momento torsor necesario para hacerla girar. La resistencia al corte se determina a partir del momento torsor necesario para romper el terreno a lo largo de los bordes verticales y horizontales de la veleta.

En posteriores capítulos de este libro se demostrará que una exploración adecuada del terreno debe comprender la determinación de la presión intersticial a diversas profundidades. Los métodos para la determinación de la presión intersticial se comentan en la parte IV. En esa misma parte se indica también cómo la permeabilidad del terreno puede estimarse a partir de pruebas de bombeo.

En obras importantes pueden ser también convenientes diversas pruebas de carga y de compactación en el campo. En estas pruebas, se somete una pequeña extensión del terreno a cargar por la estructura a un estado de esfuerzos *in situ* aproximados a los que tendrá posteriormente. El ingeniero extrapola los resultados de estas pruebas de campo para predecir el comportamiento de la estructura real.

7.7 PERFILES O CORTES ESTRATIGRAFICOS DEL TERRENO

Las Figs. 7.7 a 7.17 presentan una serie de perfiles del terreno y la tabla 7.5 da amplia información sobre la his-

toria geológica de los mismos. La finalidad de la presentación de estos perfiles es:

1. Indicar cómo la historia geológica influye sobre las características del terreno.
2. Dar valores típicos de las propiedades del suelo.
3. Mostrar claramente la gran variabilidad del comportamiento del suelo con la profundidad.
4. Ilustrar la forma de presentación de datos referentes al terreno.

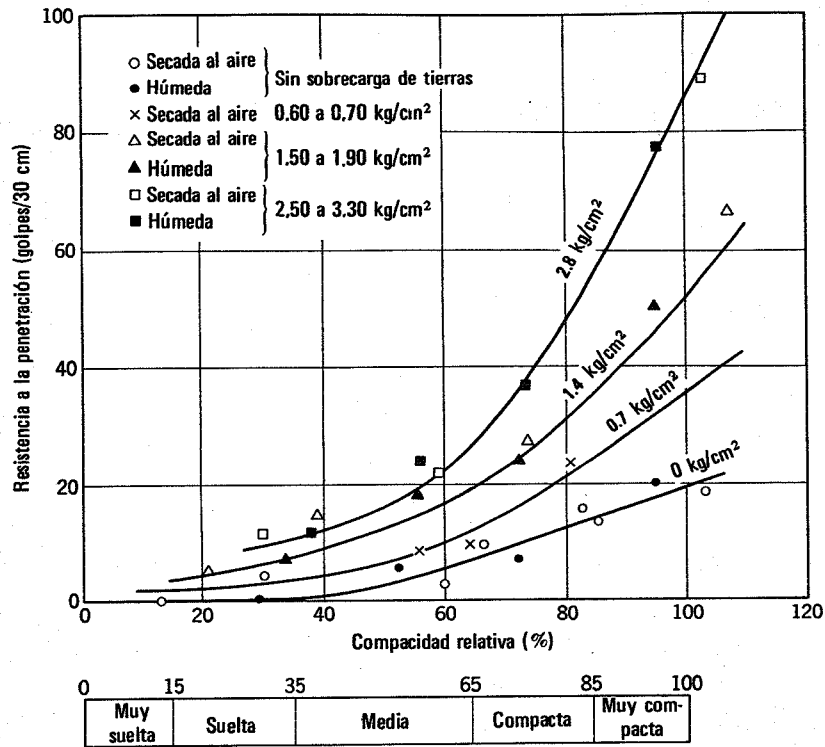
Para la elección de estos perfiles se siguieron tres criterios: en primer lugar, se escogieron ejemplos con diferentes historias geológicas; en segundo lugar, la mayoría de los perfiles corresponden a casos de los que existen abundantes referencias, con numerosos detalles sobre las características del terreno y sobre los problemas correspondientes a tales perfiles; y por último, gran parte de los perfiles seleccionados corresponden a obras de ingeniería interesantes o de gran importancia.

Algunas de las características del terreno que aparecen en los perfiles ya se han comentado en este libro. Entre ellas están la humedad, el peso específico, la relación de vacíos, la porosidad, los límites de Atterberg y el tamaño de las partículas. Otras características, en especial las referentes a la resistencia y compresibilidad, se estudiarán más adelante, volviendo entonces a hacer referencia a estos perfiles.

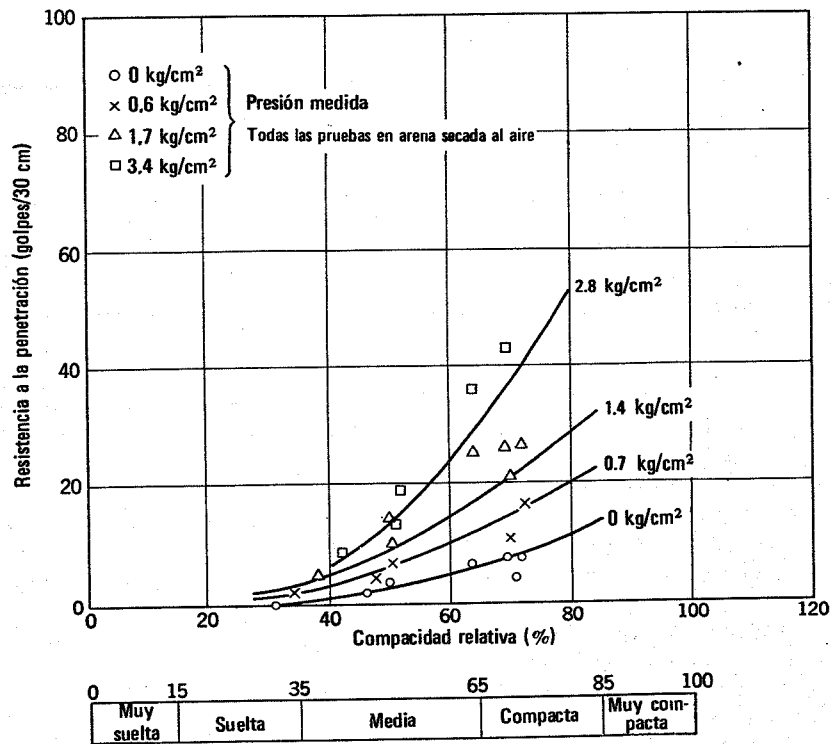
Los perfiles aclaran muchos conceptos presentados anteriormente en este libro; algunos de ellos se comentan a continuación:

Historia de presiones o esfuerzos

En un suelo sedimentario normalmente consolidado la relación de vacíos y la humedad disminuyen con la profundidad, mientras que la resistencia al corte aumenta como consecuencia. Esta característica se aprecia en varios de los perfiles recogidos, por ejemplo, en la arcilla marina noruega (Fig. 7.7), la arcilla del estuario del Támesis (Fig. 7.10) o la arcilla canadiense (Fig. 7.11). La arcilla de Londres está sobreconsolidada ya que estuvo sometida a una carga de tierra superior a la existente actualmente, arras-



(a)



(b)

Fig. 7.5. Resultados de pruebas de penetración estándar. a) Arena gruesa. b) Arena fina. (De Gibbs y Holtz, 1957).

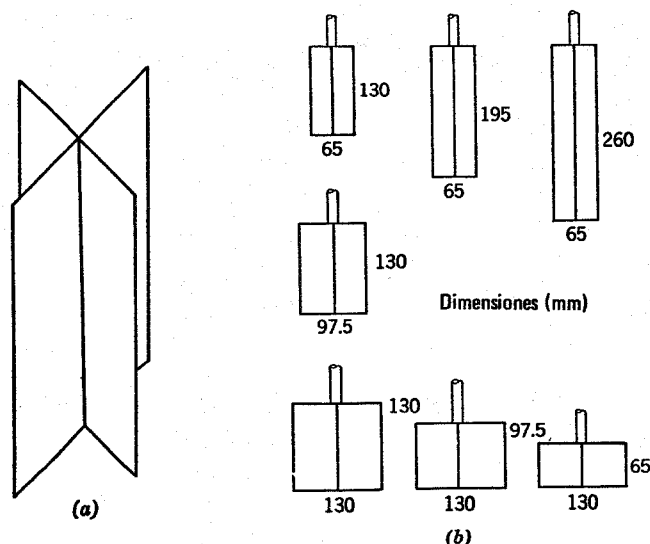


Fig. 7.6. Veletas o Molinetes. a) Sonda de veleta. b) Veletas estudiadas por Aas (1965).

Tabla 7.5 Perfiles o cortes estratigráficos del terreno

Número	Denominación	Formación	Efectos posteriores	Observaciones	Referencias
1	Arcilla marina de Noruega	Sedimentos transportados por ríos de glaciares	Sedimentos en proceso de levantamiento y lixiviación. Desecación superficial y alteración	Normalmente consolidadas bajo la costra superficial.	Bjerrum, 1954
2	Arcilla de Londres	Depositada bajo condiciones marinas en el Eoceno, hace aproximadamente 30 millones de años	Elevación y arrastre por erosión de los depósitos superiores y 1/2 a 2/3 de la arcilla de Londres	Sobreconsolidada hasta una presión máxima de unos 20 kg/cm ²	Skempton y Henkel, 1957 Ward Samuels y Butler, 1959
3	Arcilla azul de Boston	Sedimentos transportados por corrientes de glaciares en fusión del Pleistoceno y depositados en las tranquilas aguas marinas de la Bahía de Boston	Arcilla sometida a procesos de levantamiento, inmersión y nuevo levantamiento	Sobreconsolidada en la parte superior y normalmente consolidada en la inferior	Horn y Lambe, 1964 Skempton, 1948
4	Arcilla del estuario del Támesis	Sedimentos transformados y transportados por corrientes y depositados en un estuario en período postglacial		Normalmente consolidada bajo la costra superficial	Skempton y Henkel, 1953
5	Arcilla estratificada canadiense	Sedimentos transportados por corrientes de glaciares en fusión y depositados en lagos fríos		Las vetas claras de limo depositadas en primavera y verano; las vetas oscuras de "arcilla" en invierno	Milligan, Soderman y Rutka, 1962 Eden y Bozozuk, 1962
6	Arcilla de la ciudad de México	Sedimentos de origen volcánico depositados en forma lacustre en el Valle de México durante el final del Pleistoceno	El bombeo de agua desde pozos ha hecho descender la capa freática	En algunas partes de la ciudad la arcilla está normalmente consolidada y en otras sobreconsolidada	Marsal, 1957 Lo, 1962 Zaevaert, 1953
7	Arcilla de Chicago y arena	La arcilla se depositó en capas de "Till" por los glaciares en fases de avance y retroceso, depositándose en lagos glaciares	Arcilla superficial desecada con una costra generalmente de 1 a 2 m de espesor		Peck y Reed, 1954
8	Arcilla de África del Sur				Jennings, 1953
9	Arcilla residual brasileña	Formada <i>in situ</i> por alteración de la roca			Vargas, 1953
10	Arena del río Volga	Arena aluvial del río Volga		Los datos de la Fig. 7.17 se obtuvieron con muestras congeladas extraídas de pozos	Durante, Kozan, Ferronsky, y Nosal, 1957
11	Terrenos de Kawasaki	Depósitos aluviales del Holoceno. Los 4 m superiores son de relleno hidráulico		Perfil que aparece en la parte IV	

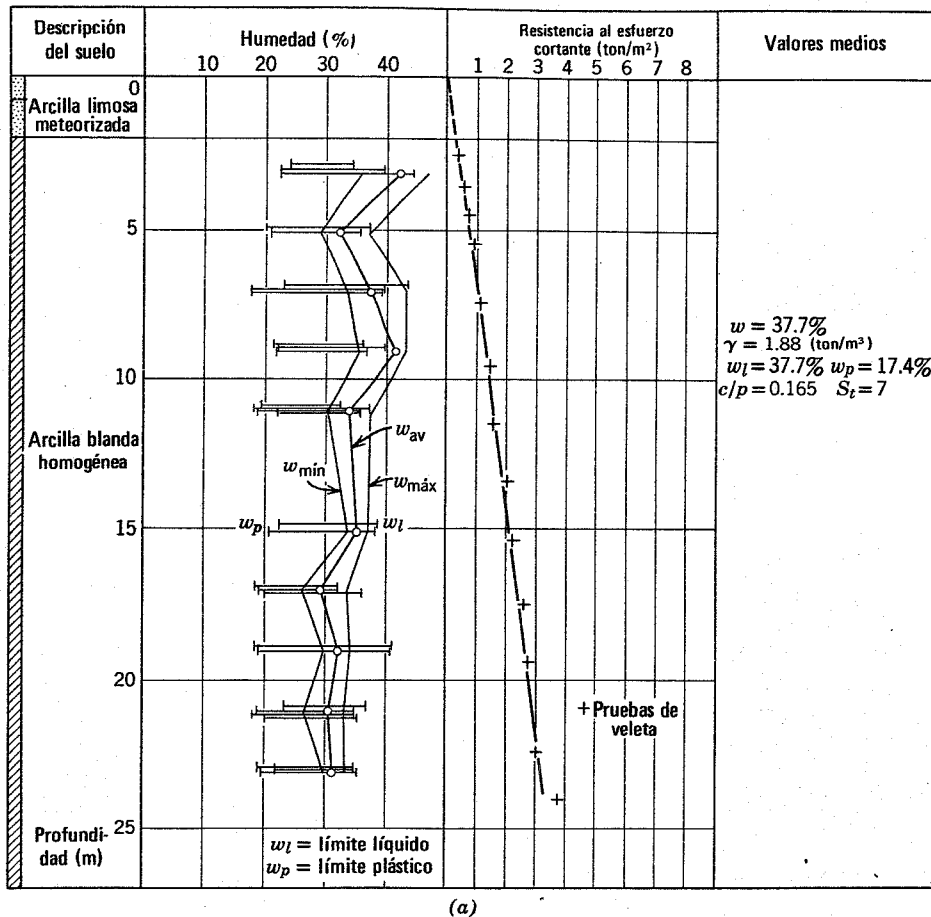


Fig. 7.7. Arcilla marina de Noruega. a) Resultados de un sondeo en Drammen. b) Resultados de un sondeo en Manglerud, Oslo. (Según Bjerrum, 1954).

trando después la erosión parte de estas tierras. Como era de esperar, la arcilla de Londres sobreconsolidada no muestra una reducción apreciable de la humedad o un aumento de la resistencia con la profundidad.

En la parte superior de la mayoría de los perfiles del terreno aparecen costras debidas a la desecación y meteorización. La desecación crea presiones de poro negativas que aumentan las presiones entre las partículas de suelo y sobreconsolidan la arcilla. La desecación también favorece la alteración química, lo que provoca en el suelo una sobreconsolidación aparente.

En la arcilla de la ciudad de México y en la de Londres la presión intersticial del terreno es inferior a la presión estática. La importancia de esta disminución de presión intersticial se comenta con detalle en las partes IV y V de este libro

La arcilla residual brasileña (Fig. 7.16) muestra indicios de sobreconsolidación en la mitad superior del estrato y de consolidación normal en la mitad inferior. Es dudoso sin embargo que se puedan utilizar los términos "sobreconsolidado" y "normalmente consolidado" en el caso de los suelos residuales.

Sensibilidad

El tiempo y las variaciones de presión y condiciones ambientales desde el instante de la formación pueden dar

lugar a que un suelo tenga una mayor resistencia en estado inalterado que en estado remoldeado (una vez que el suelo se ha amasado, como para la prueba del límite líquido descrita en el capítulo 3). El término *sensibilidad* (so susceptibilidad) se emplea para describir esta diferencia de resistencia, la cual viene determinada por la relación entre las resistencias correspondientes al estado inalterado y al remoldeado. La sensibilidad está relacionada con el índice de liquidez, ya que la máxima pérdida de resistencia debería producirse en un suelo floclado cuyo contenido de agua fuera muy grande respecto a su límite líquido determinado con suelo remoldeado. Como se ha afirmado en la sección anterior, los suelos sedimentarios depositados en un medio marino y lavados después de la sedimentación vienen a presentar una elevada sensibilidad. Cualquier suelo con una sensibilidad igual o superior a 8 se denomina "sensible". La arcilla de Manglerud (Fig. 7.7) constituye un caso límite de arcilla muy sensible, con una sensibilidad superior a 500. La arcilla del estuario del Támesis también es sensible.

Variabilidad del terreno

Los perfiles del terreno ofrecen muchos ejemplos de variabilidad, tanto en pequeñas como en grandes distancias. En la arcilla de Manglerud y en la del estuario del Támesis, pueden apreciarse estratos bien diferenciados de

muchos metros de espesor. En las arcillas sedimentarias suele existir una gran variación en las propiedades del suelo en distancias de centímetros. Estas variaciones en pequeñas distancias se aprecian claramente en la arcilla finamente estratificada canadiense (Fig. 7.12). La Fig. 7.12 muestra las grandes diferencias de humedad y plasticidad entre las capas oscuras ("arcilla") y las claras ("limo").

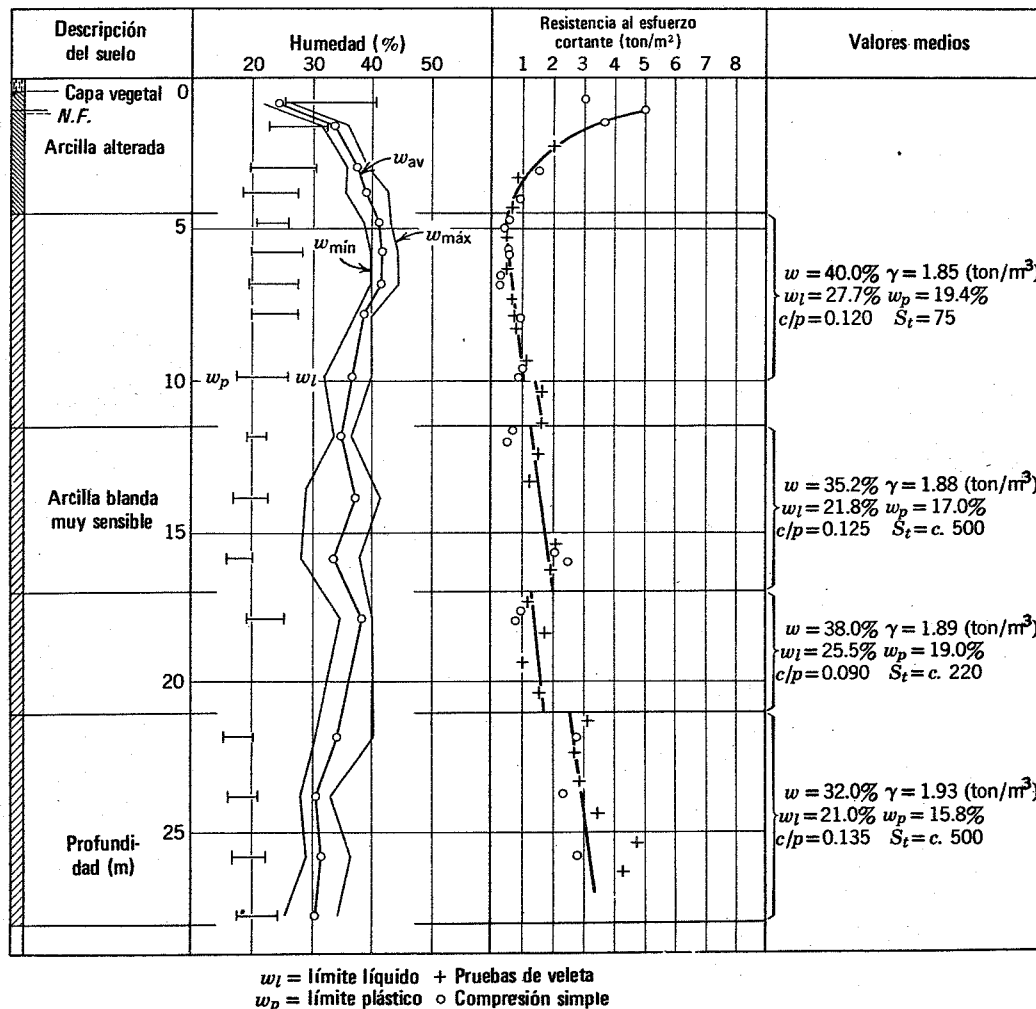
Plasticidad

La plasticidad registrada para la arcilla en los diversos perfiles varía enormemente. Las arcillas glaciales, que contienen generalmente una proporción importante del mineral arcilloso ilita, tienden a poseer una plasticidad relativamente baja. Se han determinado valores del índice de plasticidad de 15 a 20 para las arcillas glaciales (por ejemplo, la arcilla marina de Noruega), sin embargo pueden presentar valores mucho más altos como se aprecia en los datos de la arcilla estratificada canadiense, en especial para las capas oscuras.

La arcilla de la ciudad de México, que contiene montmorilonita y cenizas volcánicas es una de las arcillas más plásticas que puede encontrar el ingeniero de suelos. Como puede verse en la Fig. 7.13, esta arcilla tiene valores del IP superiores a 400. Los suelos sudafricanos (Fig. 7.15) pueden tener elevados valores del IP y quedar por encima de la línea A en el gráfico de plasticidad. Esta característica es común a los suelos que presentan problemas de expansión, como es el caso de las arcillas sudafricanas.

7.8 RESUMEN DE PUNTOS PRINCIPALES

1. La determinación del perfil del terreno es un paso esencial en casi todos los problemas de mecánica de suelos.
2. Las propiedades de los suelos en un perfil dependen de: a) la naturaleza de los componentes del suelo, b) el método de formación del terreno, y c) la alteración del perfil después de su formación.
3. Se dispone de muchos métodos para el estudio de terrenos. La prueba de penetración estándar es muy



(b)

Fig. 7.7. (continuación).

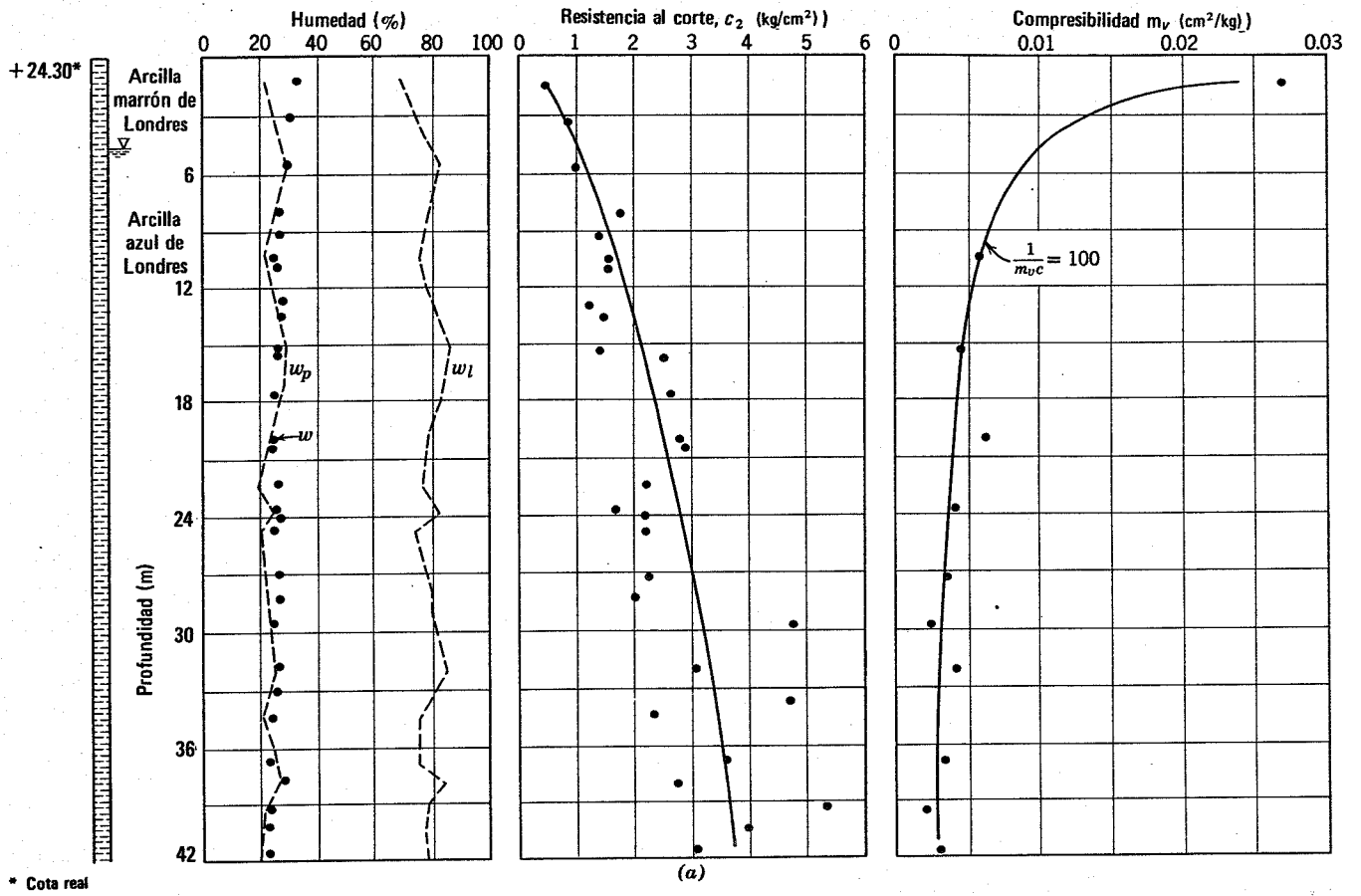


Fig. 7.8. Arcilla de Londres. a) Resultados de pruebas en Paddington. b) Resultados de pruebas en Victoria y el South Bank. (Según Skempton y Henkel, 1957).

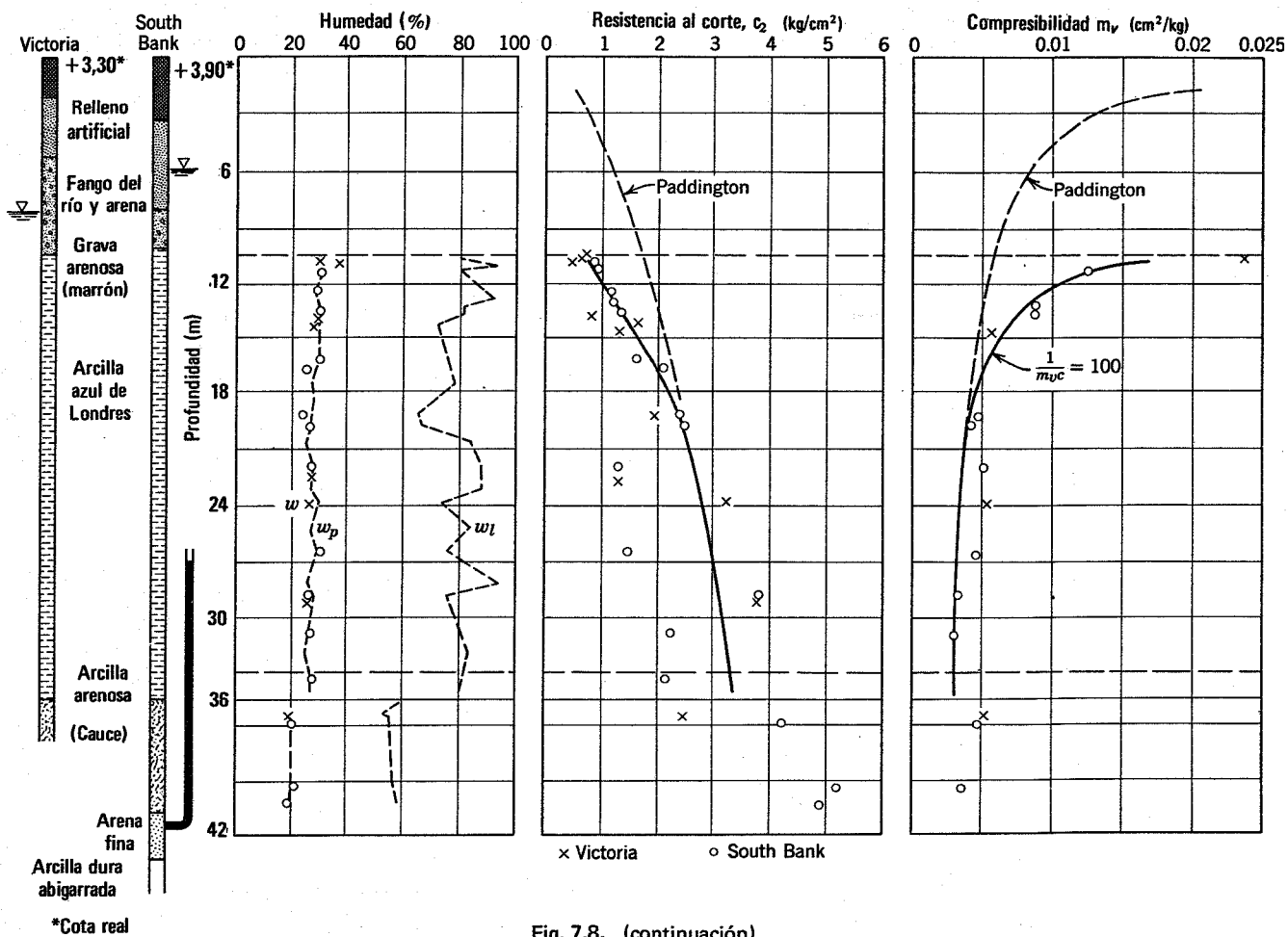


Fig. 7.8. (continuación).

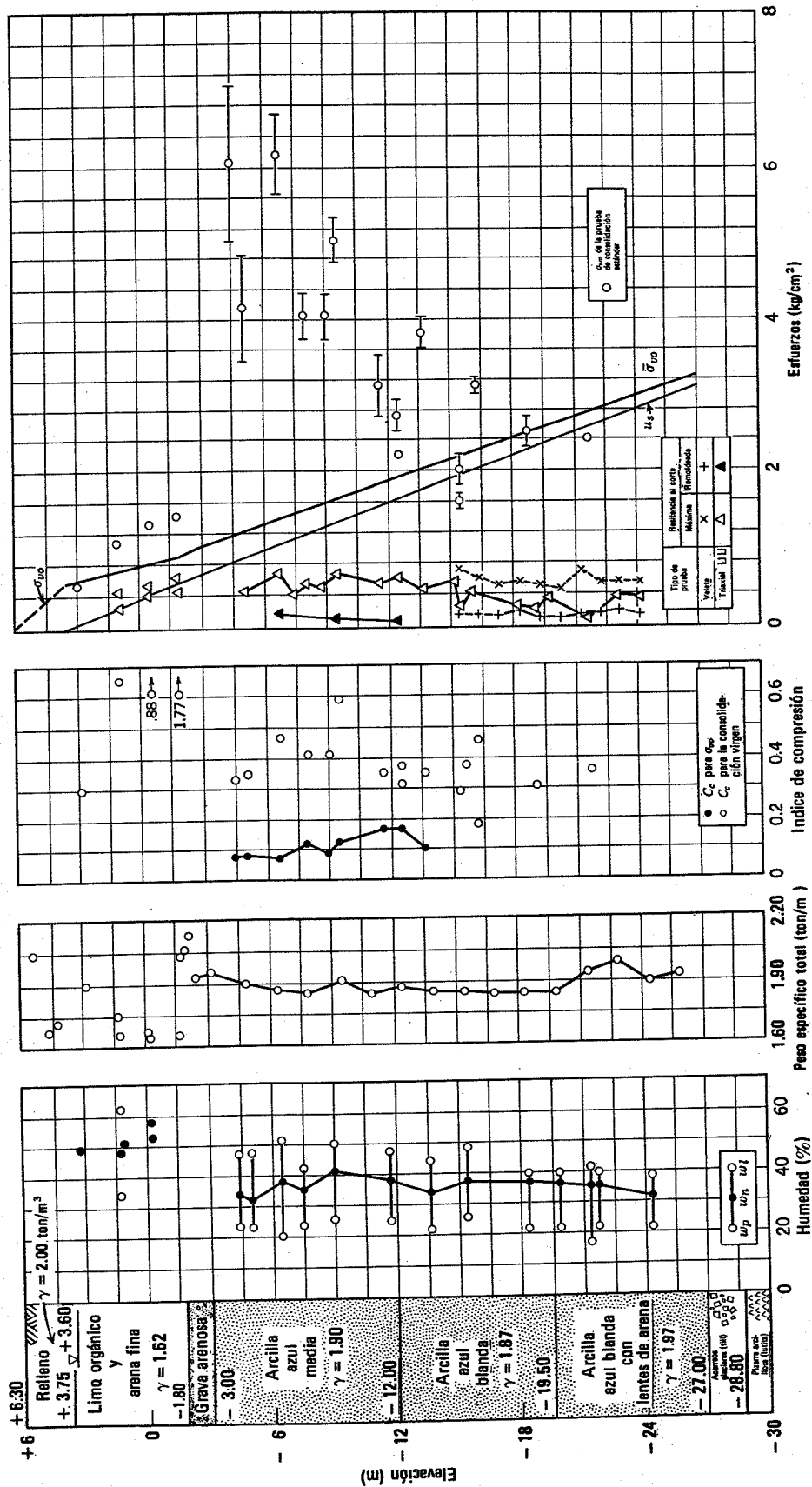


Fig. 7.9. Perfil del terreno del I. T. M. (Centro de Ingeniería Avanzada)

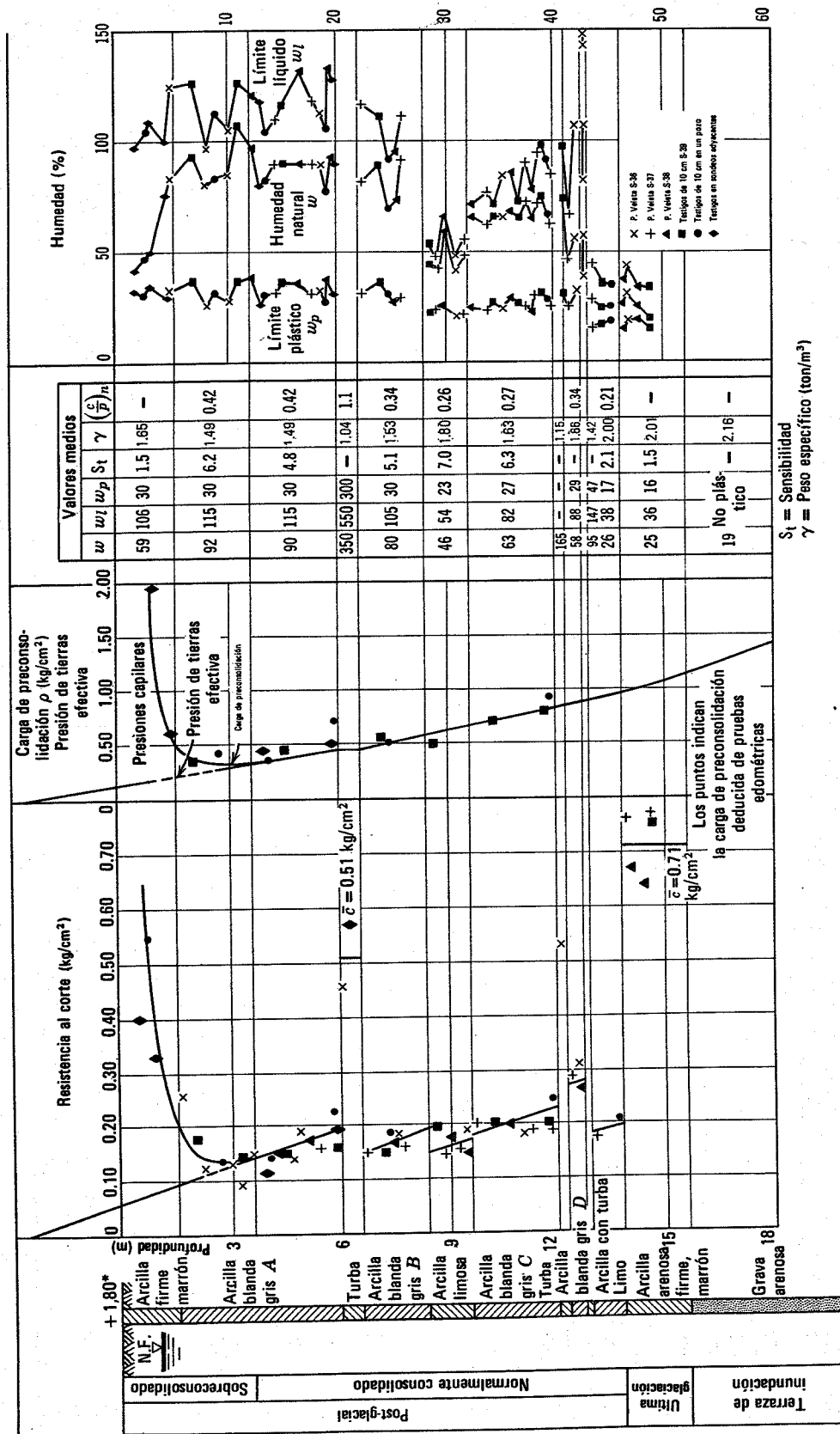


Fig. 7.10. Arcilla del estuario del Támesis (Según Skempton y Henkel, 1953).

Resultados de Shellhaven
*Cota real

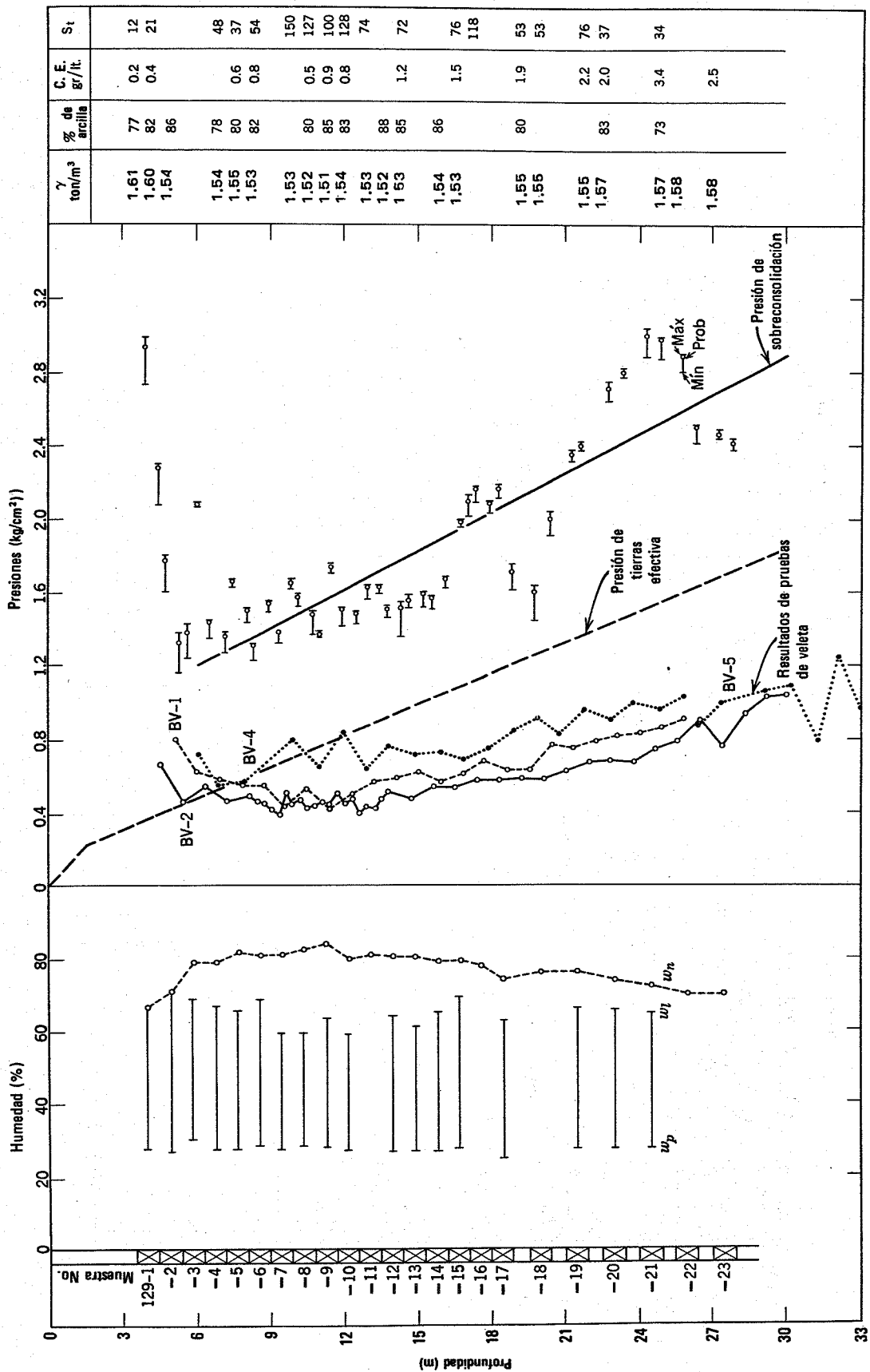


Fig. 7.11. Arcilla canadiense (comunicación privada, Div. Of Building Research Council of Canada, Ottawa).

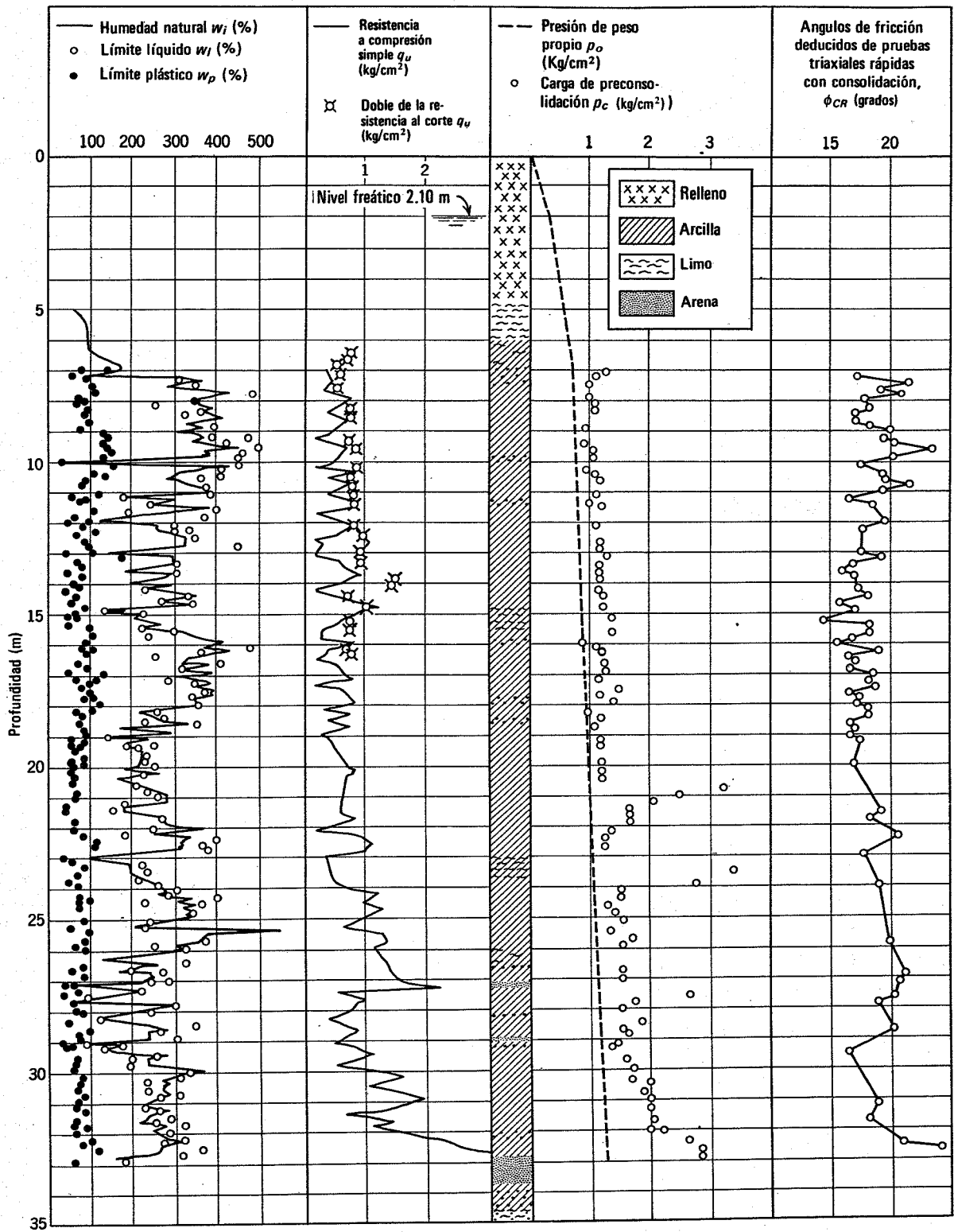
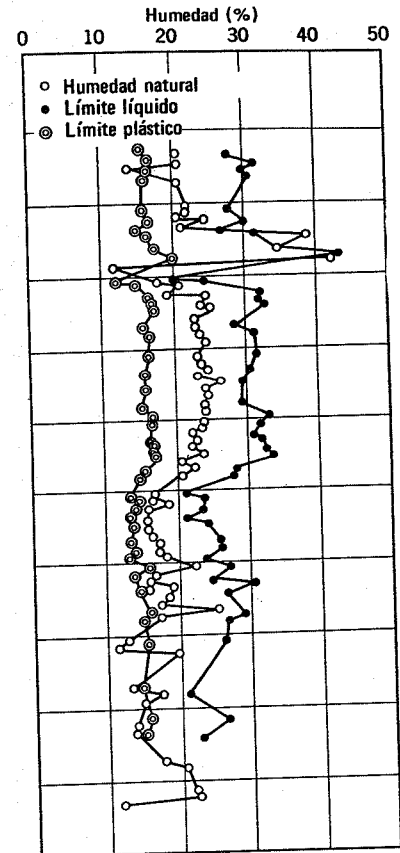
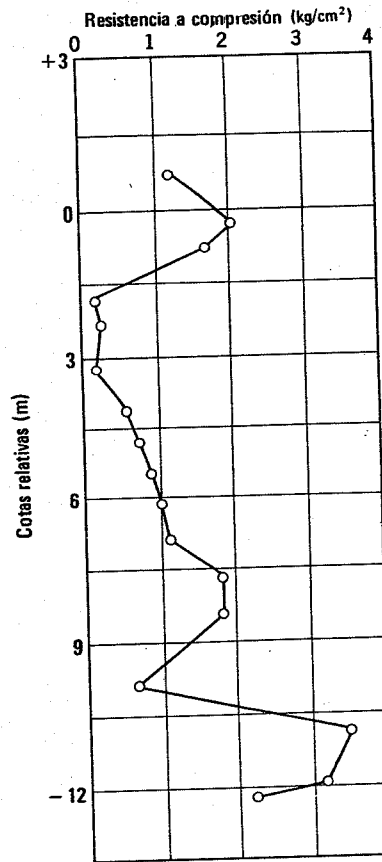
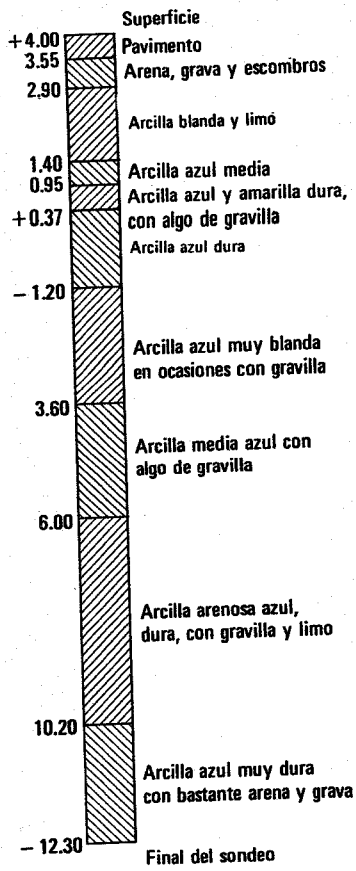
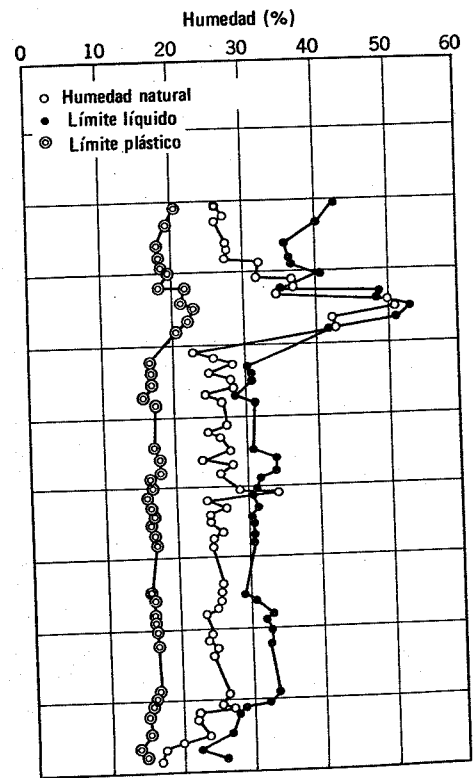
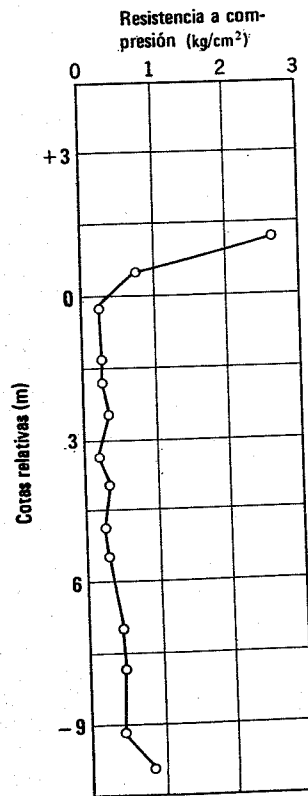
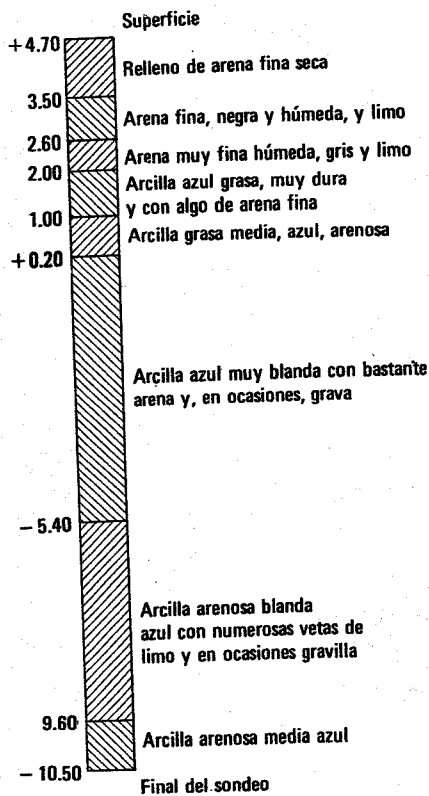


Fig. 7.13. Propiedades mecánicas de las arcillas del Valle de México en un punto típico de la ciudad (Según Marsal, 1957).



(a)



(b)

Fig. 7.14. Suelos de Chicago. a) Sondeo en la calle División cerca de la Avenida de Milwaukee (1200N, 1600W). b) Sondeo en la calle del Congreso y en la Avenida de Racine (500S, 1200W). (Según Peck y Reed, 1954).

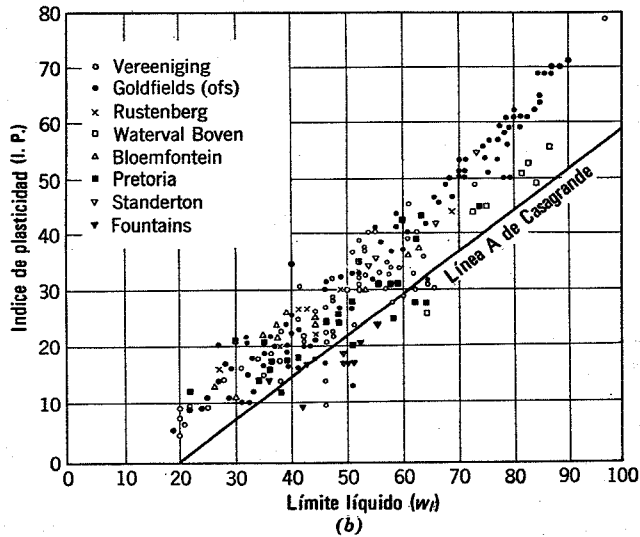
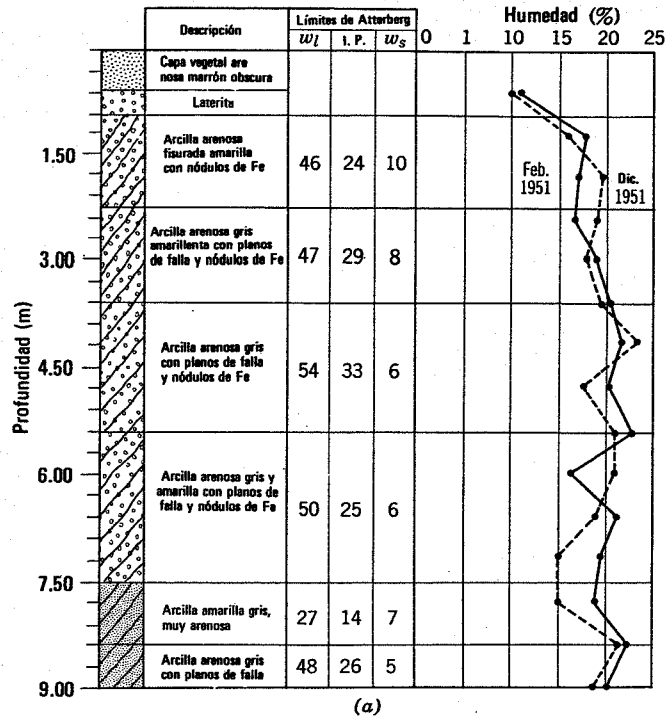


Fig. 7.15. Arcillas de Africa del Sur. a) Variación de las humedades medidas directamente bajo una losa impermeable. b) Resultados de pruebas de identificación de suelos sudafricanos en los que se han observado características expansivas. (Según Jennings, 1953).

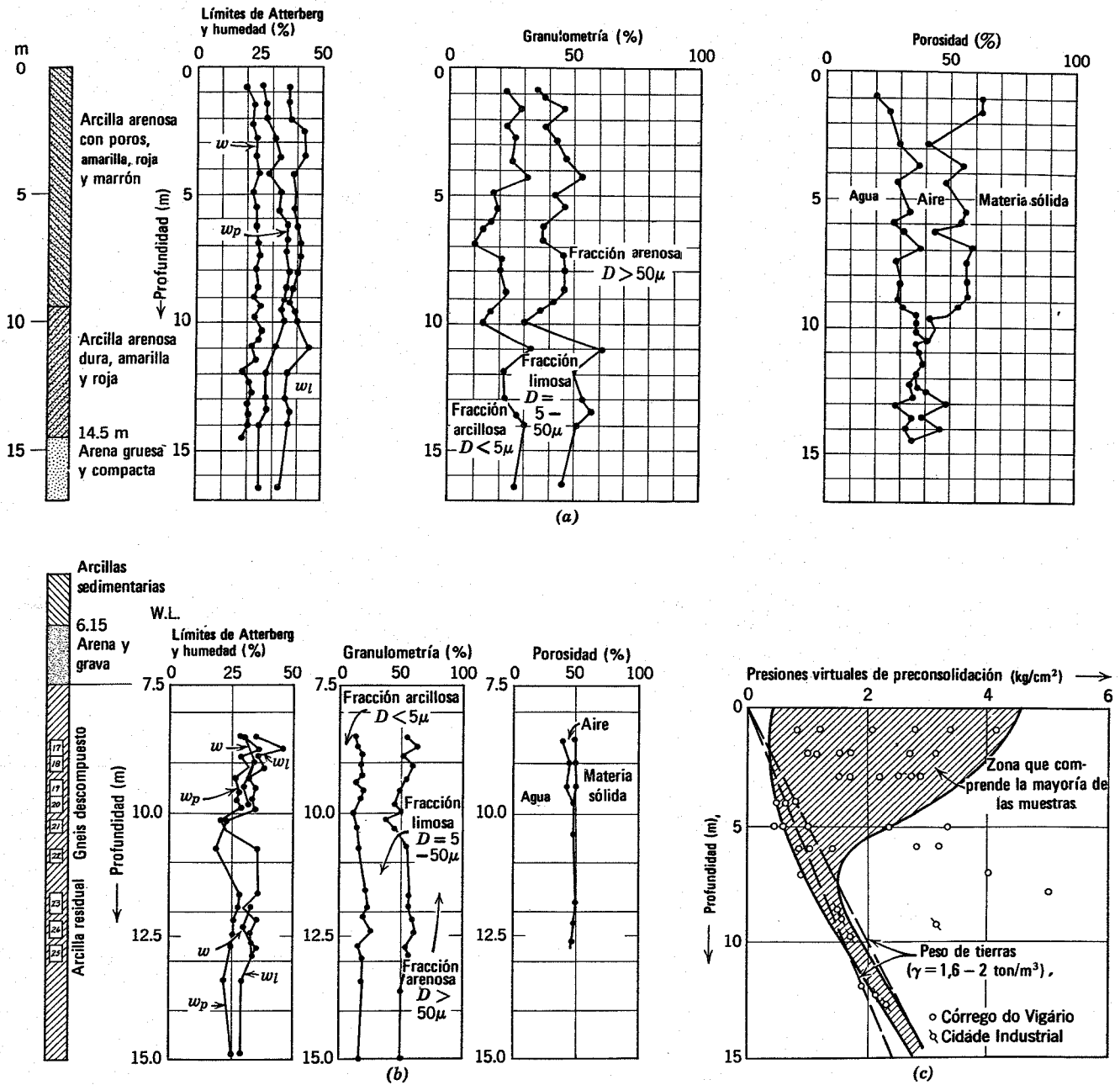
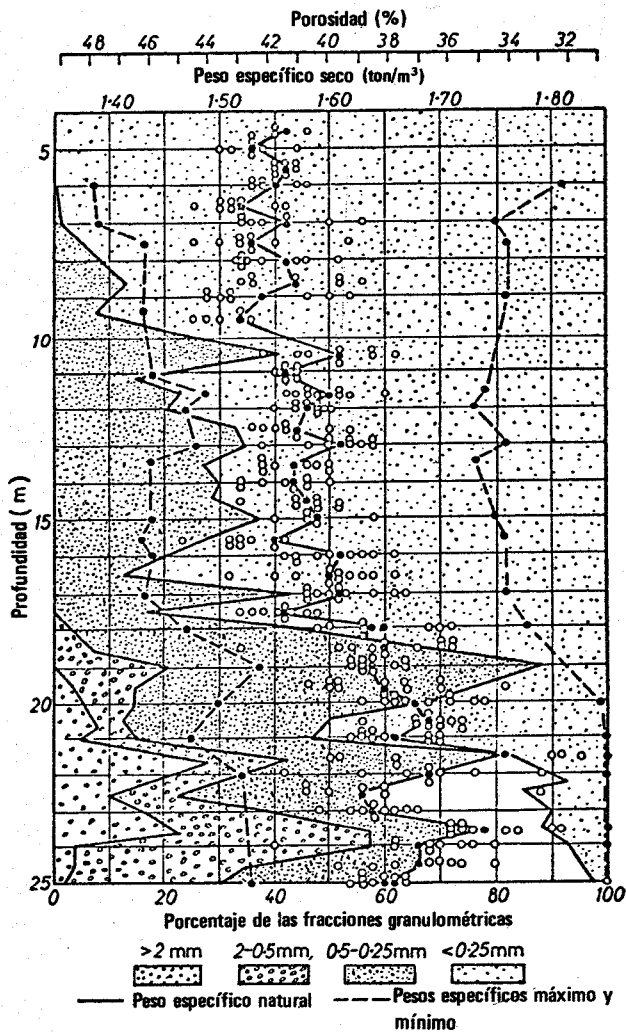


Fig. 7.16. Arcilla residual brasileña. a) Arcilla porosa residual (Campinas) procedente de la descomposición de una arenisca arcillosa. Variación de la consistencia, granulometría y porosidad con la profundidad. b) Arcilla residual (Belo Horizonte) procedente de la descomposición de un gneis. Variación de la consistencia, granulometría y porosidad con la profundidad. c) Presiones virtuales de preconsolidación en función de la profundidad de las muestras. (Según Vargas, 1953).



Peso específico natural y granulometría de arenas aluviales (sección vertical de un pozo)

Fig. 7.17. Arena del río Volga (Según Durante y Col., 1957).

útil para obtener una visión general aproximada del perfil del terreno. Suele ser necesario la toma de muestras y las pruebas *in situ* y en laboratorio para obtener valores de proyecto.

4. La experiencia resalta la importancia de la historia de presiones y la gran variabilidad de las propiedades del suelo en un perfil determinado, como se aprecia en los perfiles de las Figs. 7.7 y 7.17.

PROBLEMAS

7.1 Indíquense los métodos de estudio del terreno más adecuados para cada uno de los siguientes casos:

- a. Vivienda cimentada sobre arena.
- b. Tramo de carretera sobre roca.
- c. Terraplén de 30m de altura sobre un depósito de arcilla blanda de 6 m de espesor.
- d. Cimentación de un gran compresor sobre un terraplén de arena de 3 m de espesor, formado por relleno hidráulico.

7.2 Representar la relación entre la profundidad (ordenadas) y el índice de liquidez (abscisas) para:

- a. La arcilla de Manglerud (Fig. 7.7).
- b. La arcilla de Paddington (Fig. 7.8).
- c. La arcilla de Chicago (Fig. 7.14).

Discútase en cada caso la posible relación entre el índice de liquidez y la historia geológica.

7.3 Representar la sensibilidad (ordenadas) en función del índice de liquidez (abscisas) utilizando los datos de los siguientes suelos:

- a. Arcilla de Drammen y arcilla de Manglerud (Fig. 7.7).
- b. Arcilla azul de Boston (Fig. 7.9).

Discútanse las relaciones obtenidas.

7.4 Calcúlese la actividad de la arcilla azul de Boston, una arcilla estratificada canadiense y una arcilla residual brasileña.

7.5 Representétese la relación entre la compacidad relativa (abscisas) y la profundidad (ordenadas) para la arena del río Volga (Fig. 7.17).

PARTE III

El suelo seco

En la parte III, se establecen ciertos principios básicos referentes al comportamiento esfuerzo-deformación del esqueleto de un suelo, considerando los casos (como sucede en los suelos secos) en los que no existe una interacción apreciable entre el esqueleto mineral y el fluido intersticial. Los principios referentes a las propiedades de los suelos secos serán de interés para el estudio de los suelos con agua en las partes IV y V.

Al hablar de suelo seco en la parte III nos referimos a un suelo secado al aire. Incluso una arena secada al aire contiene realmente una pequeña cantidad de agua (quizás una humedad de hasta el 1%). Sin embargo en cuanto el tamaño de las partículas es como el del limo grueso o mayor, esta pequeña cantidad de humedad tiene escaso o nulo efecto sobre las propiedades mecánicas del suelo. Los principios establecidos en la parte III son aplicables a una amplia variedad de suelos secos, incluyendo los limos gruesos, las arenas y las gravas.

CAPITULO 8

Esfuerzos en una masa de suelo

En la parte II se estudiaron las fuerzas que actúan entre partículas individuales del suelo. En un suelo real, evidentemente, es imposible estudiar las fuerzas existentes en cada punto de contacto. Más bien es necesario emplear el concepto de *esfuerzo**.

En este capítulo se introduce el concepto de esfuerzo tal como se aplica a los suelos, se comentan los esfuerzos que existen en una masa de suelo como resultado del peso propio y por efecto de las fuerzas aplicadas y por último se muestran algunas representaciones geométricas útiles del estado de esfuerzos en un punto de una masa de suelo.

* No existe una traducción unificada en castellano para el término *stress*. Así, por ejemplo, en España se emplea el equivalente *tensión*, junto con los tres tipos: tracción (*tensile stress*), compresión (*compressive stress*) y tensión tangencial (*shear stress*). Por el contrario, en México y otros países de América del Sur se habla de *esfuerzos*, que pueden ser de tensión, de compresión y cortantes o tangenciales. Esta segunda forma es la que se ha adoptado en este libro por lo que el lector no habituado deberá tener presente esta nota para no incurrir en interpretaciones equivocadas. (N.T.).

8.1 CONCEPTO DE ESFUERZO EN UN SISTEMA DE PARTICULAS

La Fig. 8.1a muestra una pequeña celda de medición hipotética (elemento A) enterrada en una masa de suelo. Imaginemos que esta celda se ha colocado de tal forma que las partículas del suelo no se han desplazado. Los diagramas de la Fig. 8.1b representan las caras horizontal y vertical del elemento A, con las partículas de suelo que cargan sobre esas caras. Estas partículas ejercen generalmente fuerzas normales y tangenciales sobre dichas caras. Si cada cara es cuadrada, de lado a , podemos definir los esfuerzos que actúan sobre la celda por

$$\sigma_v = \frac{N_v}{a^2}, \quad \sigma_h = \frac{N_h}{a^2}, \quad \tau_h = \frac{T_h}{a^2}, \quad \tau_v = \frac{T_v}{a^2} \quad (8.1)$$

donde N_v y N_h representan respectivamente las fuerzas normales en direcciones vertical y horizontal; T_v y T_h son respectivamente las fuerzas tangenciales en direcciones ver-

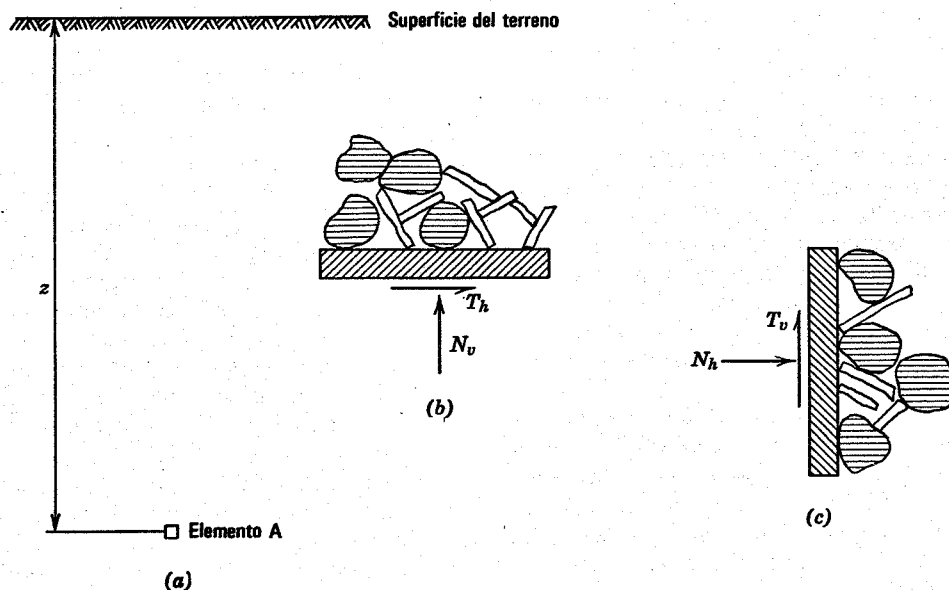


Fig. 8.1. Diagramas para ilustrar la definición de esfuerzo. a) Perfil del terreno. b) y c) Fuerzas sobre el elemento A.

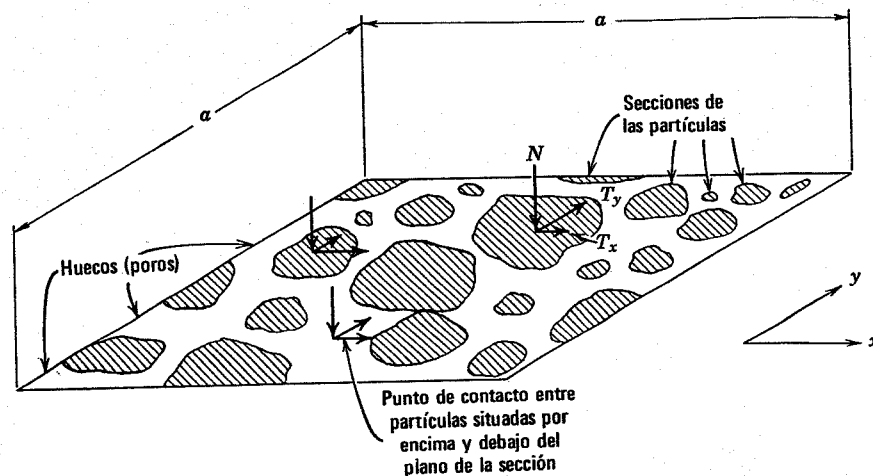


Fig. 8.2. Definición de los esfuerzos en un sistema de partículas.

$$\sigma = \frac{\sum N}{a \times a} \quad \tau_x = \frac{\sum T_x}{a \times a} \quad \tau_y = \frac{\sum T_y}{a \times a}$$

tical y horizontal; y σ_v , σ_h , τ_v y τ_h representan los esfuerzos correspondientes. De esta forma hemos definido cuatro esfuerzos que, al menos teóricamente, pueden visualizarse y medirse directamente.

En esta Parte III, excepto cuando se indique lo contrario, se supondrá que la presión en la fase intersticial del suelo es nula; es decir igual a la presión en la atmosférica. De aquí que las fuerzas N_v , N_h , T_v y T_h se deben únicamente a las fuerzas transmitidas a través del esqueleto mineral. ~~En un suelo seco, el esfuerzo puede imaginarse como la fuerza existente en el esqueleto mineral por unidad de área de suelo.~~

Realmente, es bastante difícil medir con precisión los esfuerzos existentes en el interior de un suelo, principalmente debido a que la presencia de un medidor altera el campo de esfuerzos que existiría si aquel no se hubiera colocado. Hamilton (1960) ha estudiado las celdas medidoras de esfuerzos y los problemas asociados con ellas. Con objeto de que nuestra definición de esfuerzos se pueda aplicar con independencia de un medidor, podemos hacer pasar un plano imaginario a través del suelo, como se indica en la Fig. 8.2 Este plano atravesará los granos minerales y los espacios intersticiales. Puede suceder que este plano pase a través de uno o más puntos de contacto entre partículas. En cada punto en que este plano atraviesa materia mineral, la fuerza transmitida a través del esqueleto mineral puede descomponerse en fuerzas normales y tangenciales al plano. Las componentes tangenciales pueden a su vez descomponerse según un par de ejes coordenados. Estas diversas componentes se han representado en la Fig. 8.2. ~~La suma de las componentes normales al plano de todas las fuerzas, dividida por el área del plano es el esfuerzo normal σ que actúa sobre dicho plano.~~ Análogamente, la suma de todos los componentes tangenciales sobre el plano en la dirección x , por ejemplo, dividida por el área de este plano es el *esfuerzo tangencial* o *cortante* τ_x en la dirección x .

Existe también otra imagen bastante utilizada para la definición de esfuerzos. Puede imaginarse un plano "ondu-

lado" que se dobla justo lo suficiente para cortar materia mineral únicamente en los puntos de contacto entre partículas. El esfuerzo es entonces la suma de las fuerzas de contacto dividida por el área del plano ondulado. La suma de todas las áreas de contacto será una parte muy pequeña del área total del plano, ciertamente menos de 1%. Por ello, el esfuerzo definido de esta forma difiere mucho numéricamente de los esfuerzos en los puntos de contacto.

Al utilizar la palabra "esfuerzo" en este libro nos referimos al esfuerzo macroscópico, es decir fuerza/área total, tal como se ha definido con ayuda de las Figs. 8.1 y 8.2. Cuando sea el caso de referirnos a los esfuerzos en los puntos de contacto entre partículas utilizaremos una cierta adjetivación como "esfuerzos de contacto". Como se dijo en el capítulo 5, los esfuerzos de contacto entre partículas de un suelo pueden ser muy grandes (del orden de 10,000 kg/cm). Los esfuerzos macroscópicos, según se definen en este capítulo, tienen una gama de variación típica de 0.1 a 100 kg/cm para la mayoría de los problemas reales.

El concepto de esfuerzo está estrechamente asociado con el de medio continuo. Así pues, cuando hablamos de los esfuerzos que actúan en un punto, imaginamos las fuerzas que actúan sobre las caras de un cubo infinitamente pequeño compuesto de un cierto material homogéneo. A primera vista podemos, sin embargo, preguntarnos si tiene sentido aplicar el concepto de esfuerzo a un sistema formado por partículas como es el suelo. Sin embargo, el concepto de esfuerzo que se aplica a los suelos no es más abstracto que el mismo concepto aplicado a los metales. Un metal se compone realmente de muchos pequeños cristales y, a la escala submicroscópica, la magnitud de las fuerzas entre cristales varía aleatoriamente de un cristal a otro. Para cualquier material, el interior del "cubo infinitamente pequeño" es por tanto sólo estadísticamente homogéneo. En un cierto sentido, toda la materia se compone de partículas y sólo tiene sentido el hablar de esfuerzo macroscópico si este esfuerzo varía poco en una distancia del orden de magnitud del tamaño de la partícula más gruesa. Cuando se habla de los esfuer-

zos en un "punto" del suelo, debemos imaginar un "punto" bastante grueso.

Volviendo a la Fig. 8.1, advertimos que las fuerzas N_v , etc., son las sumas de las componentes normal y tangencial de las fuerzas que actúan en cada punto de contacto entre las partículas de suelo y las caras del elemento ideal. Cuanto más pequeño sea el tamaño de las partículas mayor será el número de contactos con una cara de lado a . Así pues, para un determinado valor del esfuerzo macroscópico, una reducción en el tamaño de las partículas significa una menor fuerza en cada contacto. Por ejemplo, la Tabla 8.1 recoge valores típicos de la fuerza de contacto para diferentes esfuerzos y tamaño de las partículas (ver Marsal 1963).

Tabla 8.1 Valores típicos de las fuerzas de contacto medias en suelos granulares

Tipo de suelo	Diámetro de las partículas	Fuerza media de contacto (gr) para un esfuerzo macroscópico (kg/cm ²)		
		1	10	100
Grava	60	3	30	300
	2.0	0.003	0.03	0.3
Arena	0.06	3×10^{-6}	3×10^{-5}	0.0003
	0.002	3×10^{-9}	3×10^{-8}	3×10^{-7}

8.2 ESFUERZOS GEOSTATICOS

Los esfuerzos en el interior de un suelo están producidos por las cargas exteriores aplicadas al mismo y por el peso del propio suelo. El sistema de esfuerzos debido a las cargas aplicadas suele ser bastante complicado. El sistema de esfuerzos correspondiente al peso propio del suelo también puede ser complicado. Sin embargo, existe un caso habitual en el que el peso del suelo da lugar a un sistema de esfuerzos muy sencillo: cuando la superficie del terreno es horizontal y cuando la naturaleza del suelo varía muy poco en dirección horizontal. Este caso se presenta frecuentemente, en especial en suelos sedimentarios. En tal caso, los esfuerzos se denominan *geostáticos*.

Esfuerzos geostáticos verticales

En el caso que acabamos de describir, no existen esfuerzos tangenciales sobre planos verticales y horizontales trazados a través del suelo. De aquí que el esfuerzo vertical geostático a cualquier profundidad puede calcularse simplemente considerando el peso de suelo por encima de dicha profundidad.

Así pues, si el peso específico del suelo es constante con la profundidad

$$(8.2)$$

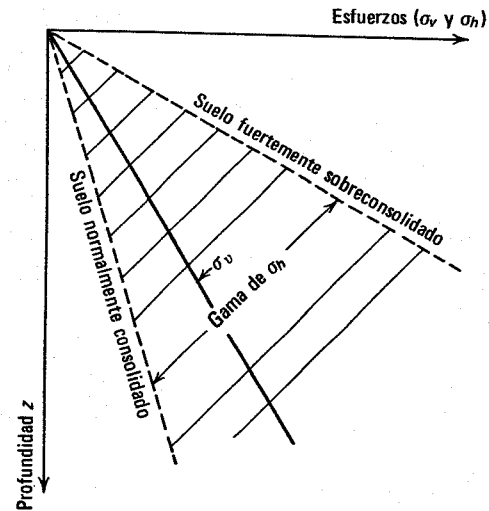


Fig. 8.3. Esfuerzos geostáticos en un suelo con superficie horizontal.

donde z es la profundidad y γ es el peso específico total del suelo. En este caso, el esfuerzo vertical variará linealmente con la profundidad, como se indica en la Fig. 8.3. Un peso específico típico de un suelo seco es 1.6 t/m. Con este peso específico, la ecuación 8.2 puede transformarse en la serie de fórmulas útiles recogidas en la Tabla 8.2.¹

Tabla 8.2 Fórmulas para el cálculo de las presiones geostáticas verticales

Unidades de σ_v	Unidades de z	Expresión de σ_v
libras/pie ²	pies	100z
libras/pulgada ²	pies	0.694z
kg/cm ²	metros	0.160z
atmósferas	pies	0.0473z

Nota. Sobre la base $\gamma = 100 \text{ lb/pie}^3$ (1.60 ton/m³). Para cualquier otro peso específico en lb/pie³ multiplicar por $\gamma/100$ (o por $\gamma/1.60$, con γ en ton/m³).

Por supuesto el peso específico no es una constante con la profundidad. Generalmente un suelo resultará cada vez más compacto al aumentar la profundidad debido a la compresión originada por los esfuerzos geostáticos. Si el peso específico del suelo varía de forma continua con la profundidad, los esfuerzos verticales pueden calcularse por medio de la integral

$$\sigma_v = \int_0^z \gamma dz \quad (8.3)$$

Si el suelo está estratificado y el peso específico de cada estrato es diferente, los esfuerzos verticales pueden calcularse adecuadamente por medio de la sumatoria

$$\sigma_v = \sum \gamma \Delta z \quad (8.4)$$

¹ En el Apéndice se da una lista completa de los factores para pasar de un sistema de unidades a otro.

El ejemplo 8.1 muestra el cálculo de los esfuerzos verticales geostáticos para un caso en el que el peso específico es función del esfuerzo geostático.

► Ejemplo 8.1

Datos: La relación entre el esfuerzo vertical y el peso específico es

$$\gamma = 1,520 + 0.0022 \sigma_v$$

donde γ viene dado en ton/m^3 y σ_v en ton/m^2

Problema: Calcular los esfuerzos verticales a una profundidad de 30 m para el caso de esfuerzos geostáticos.

Solución por cálculo directo. A partir de la ecuación 8.3:

$$\sigma_v = \int_0^z (1,520 + 0.0022 \sigma_v) dz \quad (z \text{ en metros})$$

$$\frac{d\sigma_v}{dz} = 1,520 + 0.0022 \sigma_v$$

La solución de esta ecuación diferencial es:

$$\sigma_v = 6.90 (e^{0.0022z} - 1)$$

Para $z = 30$ m

$$\sigma_v = 6.90 (1.0683 - 1) = 47.73 \text{ ton/m}^2$$

Otra solución aproximada por tanteos:

Primer tanteo: Supongamos un peso específico medio desde $z = 0$ a $z = 30$ m de 1.60 ton/m^3 . Entonces, para $z = 30$ m será $\sigma_v = 48 \text{ ton/m}^2$. El peso específico (entrando con este esfuerzo) sería de $1,625 \text{ ton/m}^3$ y el peso específico medio (suponiendo una variación lineal de γ con la profundidad) valdría 1.57 ton/m^3 .

Segundo tanteo: Suponiendo un peso específico medio de 1.57 ton/m^3 , resulta para $z = 30$ m, $\sigma_v = 47.10 \text{ ton/m}^2$ y $\gamma = 1.60$. El peso específico medio sería 1.56 ton/m^3 , coincidente prácticamente con el supuesto.

La ligera discrepancia entre ambas respuestas se debe a que el peso específico realmente no varía tan linealmente con la profundidad como se ha supuesto en la segunda solución. La discrepancia puede ser mayor cuando γ sea más susceptible a la variación de σ_v . La solución por cálculo directo es más exacta, pero se pueden cometer errores más fácilmente en las unidades. La exactitud de la solución por tanteos puede mejorarse dividiendo los 30 m de profundidad en capas y suponiendo una variación uniforme del peso específico en cada una de ellas. ◀

Esfuerzos geostáticos horizontales

La relación entre los esfuerzos horizontal y vertical se expresa por un coeficiente denominado *coeficiente de esfuerzo lateral* o *de presión lateral* y se designa por el símbolo K :



$$(8.5)$$

Esta definición de K se emplea indistintamente de que los esfuerzos sean geostáticos o no.

Incluso en el caso de que los esfuerzos sean geostáticos, el valor de K puede variar entre amplios límites, según que el suelo resulte comprimido o expandido en dirección horizontal, bien por las fuerzas de la naturaleza o de los trabajos del hombre. La gama posible de variación de K se comentará con más detalle en el capítulo 11.

Frecuentemente tiene interés la magnitud del esfuerzo geostático horizontal en el caso especial en el que no se haya producido deformación lateral en el terreno. En este caso se habla del *coeficiente de presión lateral en reposo*² y se designa por el símbolo K_0 .

Como se ha comentado en el capítulo 7, un suelo sedimentario está formado por una acumulación de sedimentos de abajo a arriba. Al continuar aumentando el espesor de sedimentos, se produce una compresión vertical del suelo a todos los niveles debido al aumento del esfuerzo vertical. Al producirse la sedimentación, generalmente en una zona bastante extensa, no existe razón por la cual deba tener lugar una compresión horizontal apreciable. Por esta razón, se llega lógicamente a la conclusión de que en un suelo sedimentario el esfuerzo total horizontal debe ser menor que el vertical. Para un depósito de arena formado de esta manera, K_0 suele tener un valor comprendido entre 0.4 y 0.5.

Por otro lado, existe evidencia de que el esfuerzo horizontal puede ser superior al vertical si un depósito sedimentario ha tenido una carga importante en el pasado. En efecto, los esfuerzos horizontales quedaron "congelados" cuando el suelo estuvo cargado con un espesor mayor de tierras que el actual y no se disiparon al suprimirse esta carga. En este caso, K_0 puede alcanzar valores de hasta 3.

En la Fig. 8.3 se ha representado la gama de variación de los esfuerzos horizontales para el estado en reposo.

8.3 ESFUERZOS PRODUCIDOS POR LAS CARGAS APLICADAS

Los resultados de la teoría de la elasticidad se emplean frecuentemente para calcular los esfuerzos producidos en una masa de suelo por las cargas aplicadas exteriormente. Esta teoría parte de la hipótesis de que el esfuerzo es proporcional a la deformación. La mayoría de las soluciones más útiles de esta teoría suponen también que el suelo es *homogéneo* (sus propiedades no varían de un punto a otro) e *isótropo* (sus propiedades son las mismas cualquiera que sea la dirección que se considere a partir del punto.) El suelo rara vez se ajusta exactamente a estas hipótesis, y muy a menudo no las cumple en absoluto. Sin embargo el ingeniero no tiene otra alternativa que emplear los resultados de esta teoría junto con su criterio personal.

² La expresión *coeficiente de presión lateral* también se utiliza, pero en mecánica clásica la palabra "presión" se suele emplear en relación con un fluido que no puede transmitir esfuerzos tangenciales.

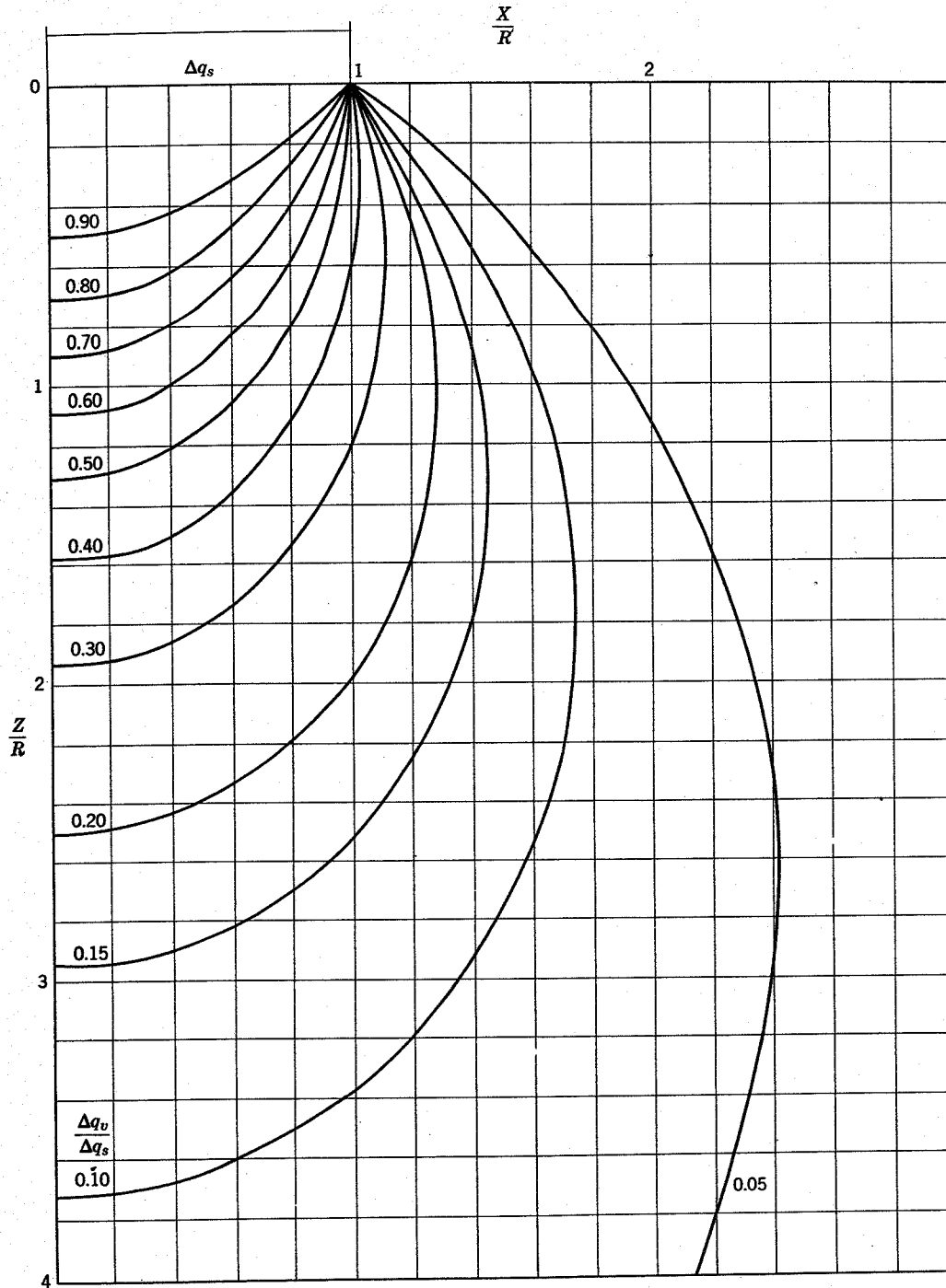


Fig. 8.4. Esfuerzos verticales producidos por una carga uniforme sobre una superficie circular.

La obtención de la solución elástica para unas determinadas cargas y condiciones de contorno o frontera es bastante tediosa. En este libro no nos interesa la forma de obtener estas soluciones, sino más bien, la forma de emplearlas. En este capítulo se incluyen varias soluciones en forma gráfica.

Carga uniforme sobre una superficie circular. Las Figs. 8.4 y 8.5 dan los esfuerzos producidos por una presión normal uniformemente repartida Δq_s que actúa sobre una superficie circular de radio R en la superficie de un semi-

espacio elástico³. Estos esfuerzos deben añadirse a los esfuerzos geostáticos iniciales. La Fig. 8.4 proporciona los

³ En general, los esfuerzos calculados a partir de la teoría de la elasticidad son funciones del coeficiente de Poisson μ . Esta magnitud se definirá en el capítulo 12. Sin embargo, los esfuerzos verticales debidos a los esfuerzos normales aplicados en superficie son siempre independientes de μ , así como los esfuerzos originados por una carga en faja. Por ello, de los gráficos representados en este capítulo sólo los de la Fig. 8.5 dependen de μ y corresponden a $\mu = 0.45$.

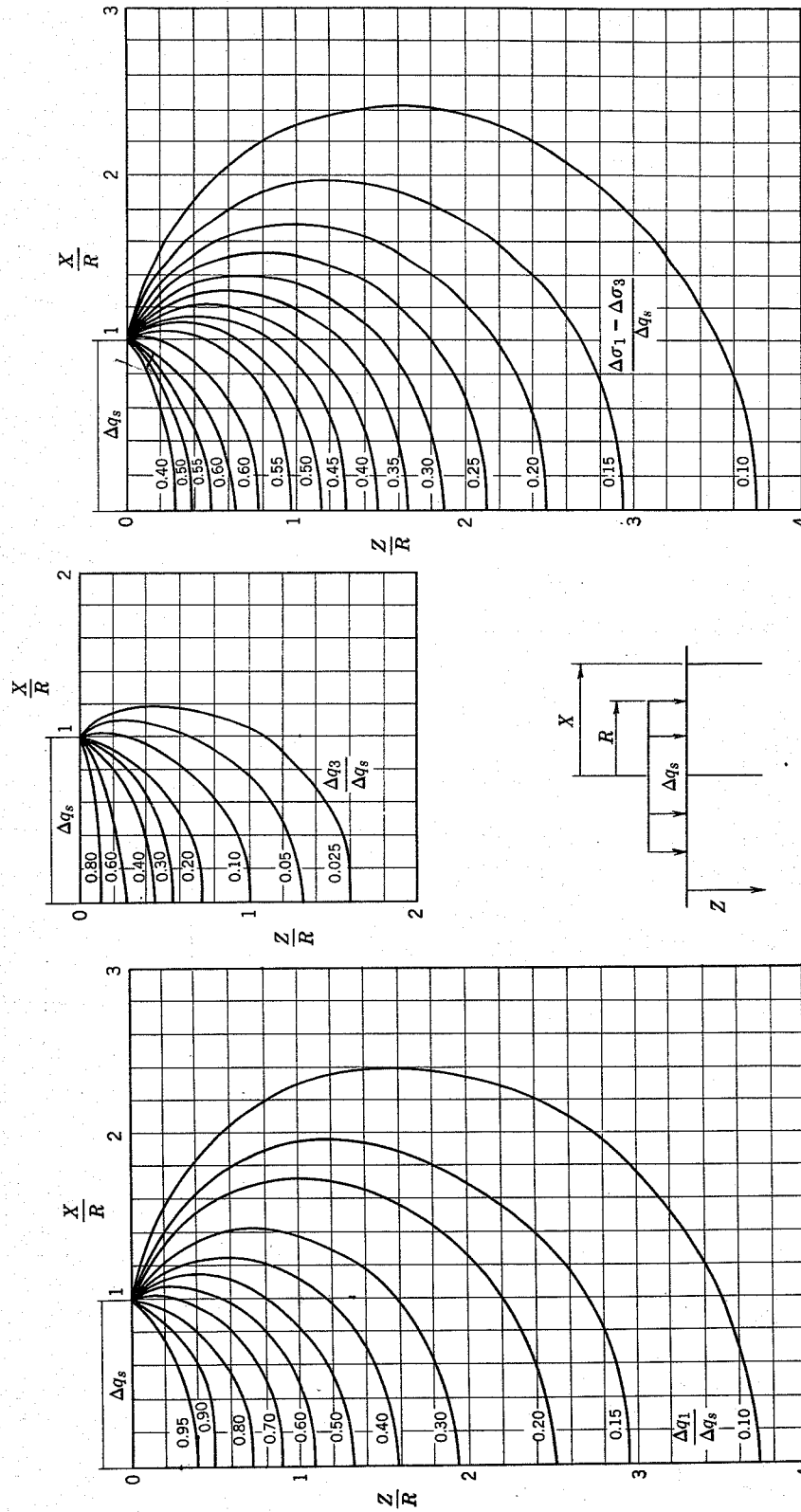


Fig. 8.5. Esfuerzos bajo una carga uniformemente repartida sobre una superficie circular.

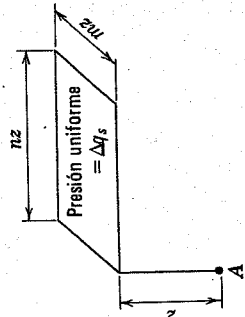
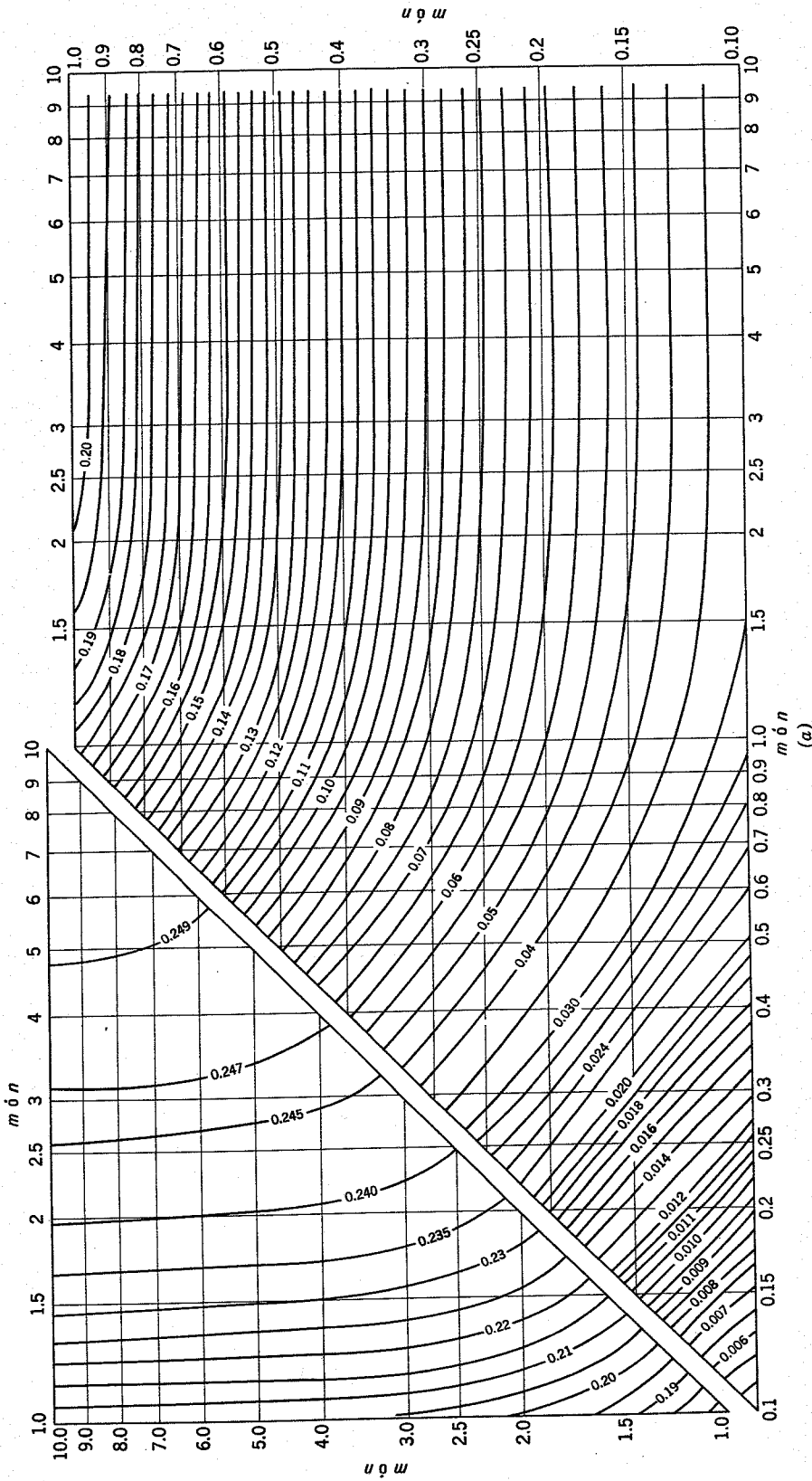


Fig. 8.6. a) Abaco para la determinación de esfuerzos verticales bajo las esquinas de una superficie rectangular con carga uniforme en un material elástico e isótropo. Del abaco se obtiene $f(m,n)$. b) Para el punto A, $\Delta\sigma_v = \Delta q_s \times f(m,n)$. (Según Newmark, 1942).

esfuerzos verticales. El significado de $\Delta\sigma_1$ y $\Delta\sigma_3$, dados en la Fig. 8.5, se comentará en la sección 8.4. Por el momento basta con saber que, a lo largo del eje vertical.

$$\Delta\sigma_1 = \Delta\sigma_v \quad \text{y} \quad \Delta\sigma_3 = \Delta\sigma_h$$

El ejemplo 8.2 muestra el empleo de estos ábacos. Los esfuerzos provocados por una carga superficial deben añadirse a los esfuerzos geostáticos con objeto de obtener los esfuerzos finales después de aplicar la carga.

Las figuras como las indicadas dan una idea de cómo se distribuyen los esfuerzos en una masa de suelo. Por ejemplo, la zona situada bajo la superficie cargada, donde los esfuerzos verticales son más importantes, se suele denominar frecuentemente "bulbo de esfuerzos". Para una superficie circular cargada, los esfuerzos verticales son menores de $0.15 \Delta q_s$ a una profundidad de $3R$ y menores de $0.10 \Delta q_s$ a una profundidad de $4R$. Generalmente se considera que el bulbo de esfuerzos corresponde al volumen comprendido dentro del contorno correspondiente a $0.1 \Delta q_s$ aunque esta elección es totalmente arbitraria.

Carga uniforme sobre una superficie rectangular. El gráfico de la Fig. 8.6 puede emplearse para obtener los esfuerzos verticales bajo la esquina de una superficie rectangular cargada. El ejemplo 8.3 muestra la forma de emplear este gráfico para obtener los esfuerzos en puntos no situados bajo la esquina de la superficie cargada. Los problemas que comprenden cargas superficiales no repartidas uniformemente o distribuidas sobre una superficie de forma irregular pueden resolverse dividiendo la carga en partes que contengan cargas uniformemente repartidas sobre superficies rectangulares.

Cargas en faja. Las Figs. 8.7 y 8.8 dan los esfuerzos producidos por cargas en faja; es decir, cargas que son infinitamente largas en la dirección normal al plano de la figura. Se recogen dos casos: carga uniformemente repartida y carga en faja de forma triangular. Análogamente, $\Delta\sigma_1 = \Delta\sigma_v$ y $\Delta\sigma_3 = \Delta\sigma_h$ a lo largo del eje vertical.

Otras soluciones. También se dispone de gráficos para otros casos de carga en medios elásticos estratificados y en terrenos elásticos rígidos en dirección horizontal pero deformables en dirección vertical. Con un computador digital, el ingeniero puede obtener fácilmente las distribuciones elásticas de esfuerzo para cualquier tipo de carga y condiciones de contorno. Gráficos como los aquí recogidos resultan útiles para el estudio preliminar de un problema o cuando no se dispone de un computador.

► Ejemplo 8.2

Datos: Se tiene un suelo con $\gamma = 1.70 \text{ ton/m}^3$ y $K_o = 0.5$, cargado con $\Delta q_s = 25 \text{ ton/m}^2$ sobre una superficie circular de 6 m de diámetro.

Problema: Calcular los esfuerzos vertical y horizontal a una profundidad de 3 m.

Solución:

	Esfuerzo vertical (ton/m ²)	Esfuerzo horizontal (ton/m ²)
Esfuerzos iniciales	$\gamma z = 5.10$	$K_o \gamma z = 2.55$
Incrementos de esfuerzos	Fig. 8.4 $(0.64)(25) = 16.00$	Fig. 8.5b $(0.10)(25) = 2.50$
Esfuerzos finales	21.10	5.05

► Ejemplo 8.3

Datos: El esquema de carga representado en la Fig. E8.3-1.

Problema: Calcular el esfuerzo vertical a una profundidad de 3 m bajo el punto A.

Solución: La carga dada es equivalente a la suma de los 4 rectángulos de carga que aparecen en la Fig. E8.3-2

Caso de carga	m	n	Coefficiente	$\Delta\sigma_v$ - ton/m ²
I	1.5	2	0.223	1.115
II	2	0.5	0.135	-0.675
III	1.5	0.5	0.131	-0.655
IV	0.5	0.5	0.085	0.425
				0.210 ton/m ²

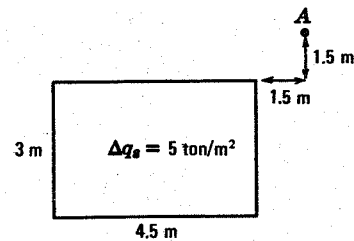


Fig. E8.3-1

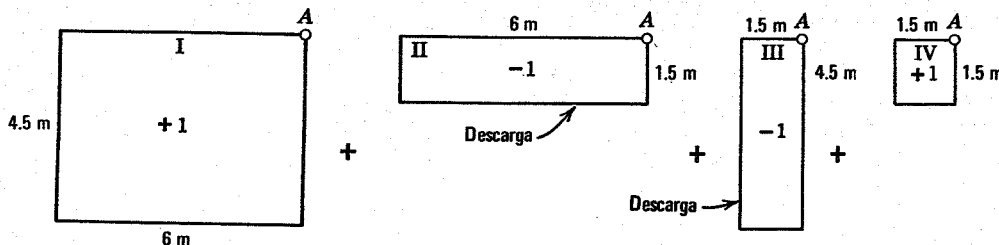


Fig. E8.3-2.

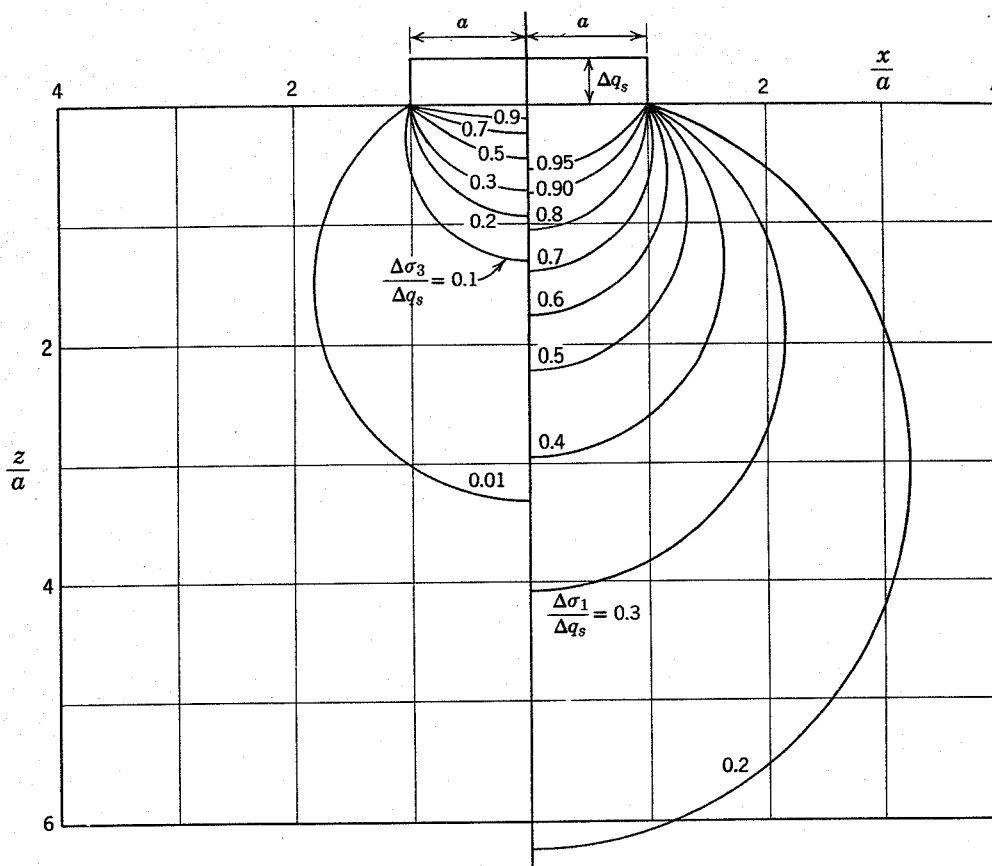


Fig. 8.7. Esfuerzos principales bajo una carga rectangular de longitud infinita.

Exactitud de los valores calculados para los esfuerzos inducidos. Se plantea la cuestión crítica de la exactitud de los valores calculados a partir de las teorías de distribución de esfuerzos. Esta cuestión puede resolverse únicamente si se comparan los valores calculados con los incrementos de esfuerzos reales deducidos de una serie de casos prácticos. Desgraciadamente, existen escasas series de medidas fidedignas de los incrementos de esfuerzos en una masa de suelo (ver Taylor, 1945 y Turnbull, Maxwell y Ahlvin, 1961).

Las comparaciones, relativamente escasas, entre los incrementos de esfuerzo calculados y medidos indican una concordancia sorprendentemente buena, en especial en el caso de los esfuerzos verticales. Se requiere un gran número de comparaciones de este tipo para establecer el grado de precisión de los incrementos de esfuerzos calculados. En la fase actual de conocimientos, el ingeniero debe continuar empleando las distribuciones de esfuerzos basadas en la teoría de la elasticidad, a falta de métodos mejores. Debe tener presente sin embargo que los valores así calculados pueden adolecer de un error del $\pm 25\%$ o superior.

8.4 ESFUERZOS PRINCIPALES Y CIRCULO DE MOHR

Como en cualquier otro material, el esfuerzo normal en un punto situado en el interior de una masa de suelo

suele ser una función de la orientación del plano elegido para definir dicho esfuerzo. Carece de significado hablar del esfuerzo normal o del esfuerzo tangencial en un punto. Por esta razón, generalmente se añaden subíndices a los símbolos σ y τ para especificar la forma en que se definen estos esfuerzos. Con mayor generalidad, por supuesto, deberíamos hablar del *tensor de esfuerzos* que proporciona una descripción completa del estado de esfuerzos en un punto. Este tema se comenta en los textos de mecánica elemental, como el de Crandall y Dahl (1959). Los siguientes párrafos establecerán los conceptos y definiciones esenciales.

Esfuerzos principales

En cualquier punto sometido a esfuerzos existen ~~3~~ ~~planos ortogonales~~ (es decir, perpendiculares entre sí) ~~en los cuales los esfuerzos tangenciales son nulos~~. Estos planos se denominan *planos principales*. Los esfuerzos normales que actúan sobre estos tres planos se denominan *esfuerzos principales*. El más grande de estos tres esfuerzos principales se denomina *esfuerzo principal mayor* σ_1 ; el más pequeño es el *esfuerzo principal menor* σ_3 y el tercero es el *esfuerzo principal intermedio* σ_2 .

Cuando los esfuerzos en el terreno son geostáticos, el plano horizontal que pasa por un determinado punto es un plano principal al igual que todos los planos verticales a través de dicho punto. Cuando $K < 1$, $\sigma_v = \sigma_1$, $\sigma_h = \sigma_3$,

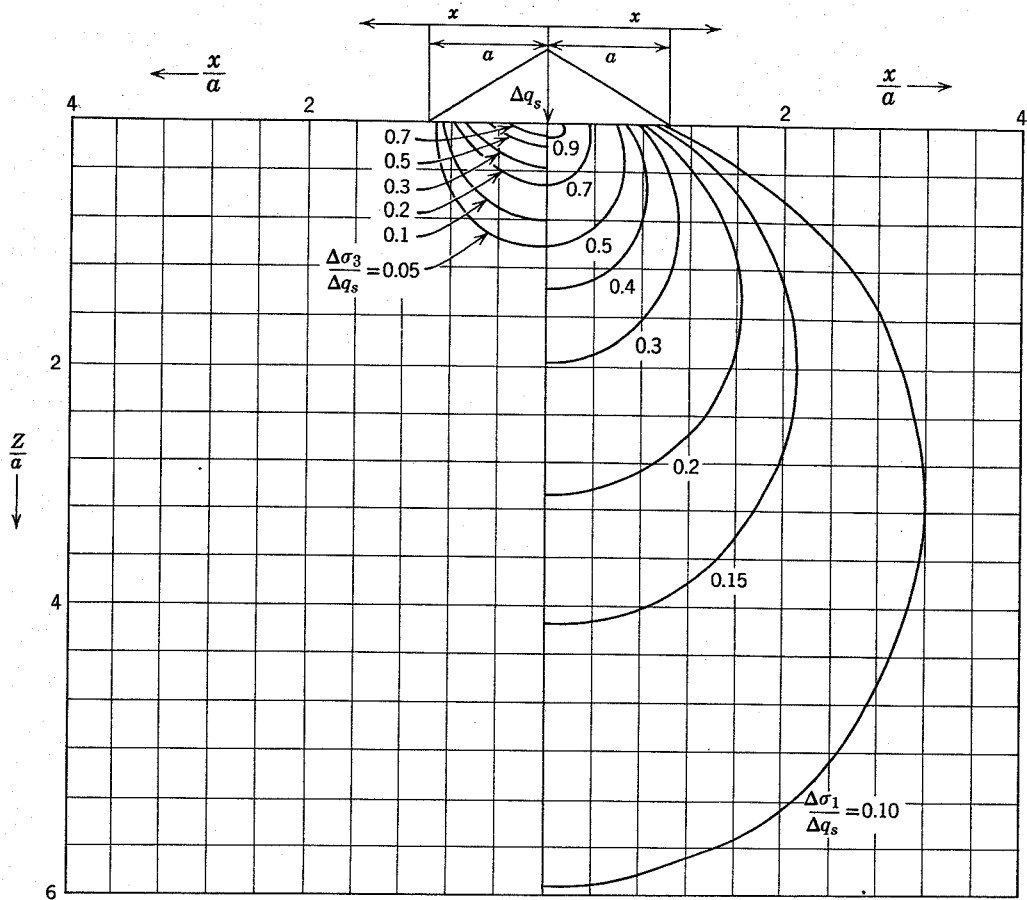


Fig. 8.8. Esfuerzos principales bajo una carga triangular de longitud infinita.

y $\sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_h$. Cuando $K > 1$ sucede lo contrario: $\sigma_h = \sigma_1$, $\sigma_v = \sigma_3$ y $\sigma_2 = \sigma_1 = \sigma_h$. Cuando $K = 1$, $\sigma_v = \sigma_h = \sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$, y el estado de esfuerzos se denomina *isótropo*.

Debemos indicar también que los esfuerzos tangenciales sobre dos planos ortogonales cualesquiera (planos que forman ángulos rectos) deben ser iguales numéricamente. Volviendo a la definición de esfuerzo dada en la sección 8.1 debe ser $\tau_h = \tau_v$.

Círculo de Mohr. En la mayor parte de este libro, nos referiremos únicamente a los esfuerzos existentes en el estado bidimensional, en lugar de los que se producen en tres dimensiones⁴. En particular, nos interesará el estado de esfuerzos en el plano correspondiente a los esfuerzos verticales mayor y menor, σ_1 y σ_3 . Los esfuerzos se considerarán positivos cuando sean de compresión. En la Fig. 8.9 se indican los demás convenios de signos. La magnitud $(\sigma_1 - \sigma_3)$ se denomina *esfuerzo desviador* o *diferencia de esfuerzos*.

Dada la magnitud y dirección de σ_1 y σ_3 , se pueden calcular los esfuerzos normales y tangenciales en cualquier otra dirección mediante las ecuaciones de la estática que

se recogen en la Fig. 8.9⁵. Estas ecuaciones, que proporcionan una descripción completa (bidimensional) del estado de esfuerzos, corresponden a un círculo. Cualquier punto del círculo, como el A, representa los esfuerzos sobre un plano cuya normal forma un ángulo θ con la dirección del esfuerzo principal mayor. Esta representación gráfica del estado de esfuerzos se conoce como *círculo de Mohr* y tiene una gran importancia en la mecánica de suelos.

Dados σ_1 y σ_3 y sus direcciones, se pueden encontrar gráficamente los esfuerzos correspondientes a cualquier otra dirección mediante el círculo de Mohr. Por otro lado, dados σ_θ y τ_θ que actúan sobre dos planos cualesquiera, pueden encontrarse la magnitud y dirección de los esfuerzos principales. La noción de *polo* resulta especialmente útil para tales construcciones gráficas. El polo es un punto del círculo de Mohr, designado por O_p , con la siguiente propiedad: una línea trazada por O_p y por un punto dado A del círculo de Mohr será paralela al plano sobre el cual actúan los esfuerzos correspondientes al punto A. Los ejemplos 8.4 a 8.7 muestran el empleo del círculo de Mohr y del polo. El lector debe estudiar estos ejemplos cuidadosamente.

⁴ El esfuerzo principal intermedio tiene, sin duda, cierta influencia sobre la resistencia y las propiedades esfuerzo-deformación del suelo. Sin embargo, esta influencia aún no se conoce bien. Hasta que pueda explicarse este efecto parece conveniente trabajar principalmente en función de σ_1 y σ_3 .

⁵ Las ecuaciones 8.6 y 8.7 vienen deducidas en la mayoría de los textos de Mecánica; ver, por ejemplo, Crandall y Dahl (1959), págs. 130 a 138.

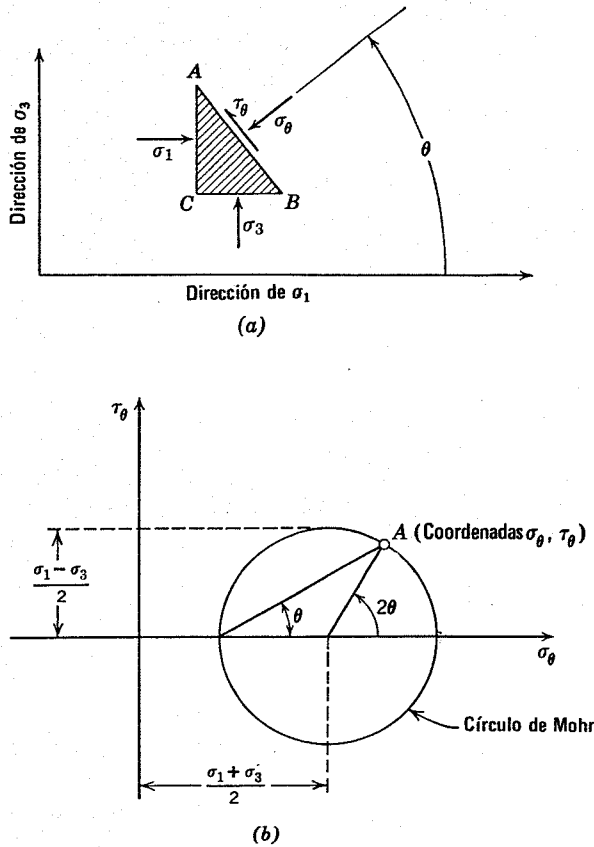


Fig. 8.9. Representación de los esfuerzos mediante el círculo de Mohr. a) Estado de esfuerzos en un punto. b) Diagrama de Mohr para el estado de esfuerzos en un punto. τ es positivo cuando va en sentido contrario a las agujas del reloj; θ se mide en sentido contrario a las agujas del reloj a partir de la dirección de σ_1 .

$$\sigma_\theta = \sigma_1 \cos^2 \theta + \sigma_3 \sin^2 \theta = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\theta \quad (8.6)$$

$$\tau_\theta = (\sigma_1 - \sigma_3) \sin \theta \cos \theta = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\theta \quad (8.7)$$

El esfuerzo tangencial máximo en un punto, $\tau_{\text{máx}}$ es siempre igual a $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$; es decir, el esfuerzo tangencial máximo equivale al radio del círculo de Mohr. Este esfuerzo tangencial máximo se produce en planos que forman $\pm 45^\circ$ con la dirección del esfuerzo principal mayor.

Si el estado de esfuerzos es geostático, los esfuerzos tangenciales máximos se encontrarán sobre planos que forman 45° con la horizontal. La magnitud del esfuerzo tangencial máximo será:

$$\text{Si } K < 1, \quad \tau_{\text{máx}} = \frac{\sigma_v}{2} (1 - K)$$

$$\text{Si } K > 1, \quad \tau_{\text{máx}} = \frac{\sigma_v}{2} (K - 1)$$

$$\text{Si } K = 1, \quad \tau_{\text{máx}} = 0$$

8.5 DIAGRAMAS p - q

En muchos problemas conviene representar, sobre un diagrama único, muchos estados de esfuerzos para una determinada muestra del suelo. En otros problemas se representa en un diagrama de este tipo el estado de esfuerzos de muchas muestras diferentes. En tales casos resulta muy pesado trazar los círculos de Mohr, e incluso más difícil ver lo que se ha representado en el diagrama después de dibujar todos los círculos.

Otro método para dibujar el estado de esfuerzos puede ser adoptar un punto representativo de los esfuerzos cuyas coordenadas son

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$$

$$q = \pm \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \begin{cases} + \text{ si } \sigma_1 \text{ forma un ángulo} \\ \text{igual o menor de } \pm 45^\circ \text{ con} \\ \text{la vertical} \\ - \text{ Si } \sigma_1 \text{ forma un ángulo} \\ \text{menor de } \pm 45^\circ \text{ con la hori-} \\ \text{zontal.} \end{cases} \quad (8.8)$$

En la mayoría de los casos en los que se utiliza la representación puntual, los esfuerzos principales actúan sobre planos verticales y horizontales. En este caso, la ecuación (8.8) se reduce a

$$p = \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2}, \quad q = \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \quad (8.9)$$

Este método equivale a representar un punto único de un círculo de Mohr: el punto más alto si q es positiva o el más bajo si q es negativa. Numéricamente, q equivale a la mitad del esfuerzo desviador.

El ejemplo 8.8 muestra los puntos correspondientes al estado de esfuerzos estudiado en los ejemplos 8.4 a 8.6. Conociendo los valores de p y q para un cierto estado de esfuerzos, se posee toda la información necesaria para dibujar el círculo de Mohr correspondiente. Sin embargo, el empleo de un diagrama p - q no exime de utilizar el círculo de Mohr para determinar la magnitud de los esfuerzos principales a partir de un determinado estado de esfuerzos.

► Ejemplo 8.4

Datos. Los de la Fig. E8.4-1.

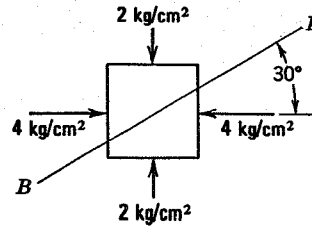


Fig. E8.4-1

Problema. Calcular los esfuerzos sobre el plano B-B.

Solución. Utilícese la Fig. E8.4-2.

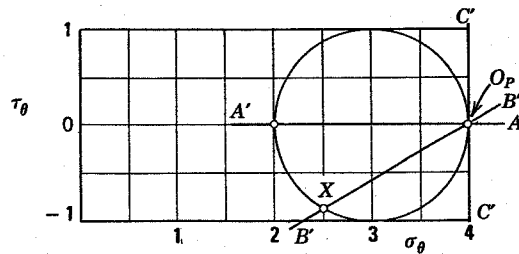


Fig. E8.4-2

1. Se representan los puntos de coordenadas (4,0) y (2,0).
2. Se dibuja el círculo, utilizando estos puntos para definir el diámetro.
3. Se traza la línea A'A' por el punto (2,0), paralela al plano sobre el cual actúa el esfuerzo (2,0).
4. La intersección de A'A' con el círculo de Mohr en el punto (4,0) es el polo.
5. Se traza la línea B'B' por Op, paralela a BB.
6. Se leen las coordenadas del punto X donde B'B' corta al círculo de Mohr.

Respuesta. Ver la Fig. E8.4-3

$$\text{Sobre } BB \begin{cases} \sigma = 2.5 \text{ kg/cm}^2 \\ \tau = -0.87 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

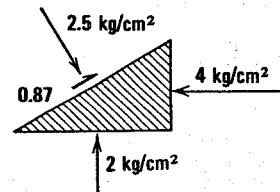


Fig. E8.4-3

Otra solución. Los pasos 1 y 2 igual que antes.

3. Se traza por el punto (4,0) la línea C'C' paralela al plano sobre el que actúa el esfuerzo (4,0). C'C' es vertical.

4. C'C' corta al círculo de Mohr solamente en (4,0) de forma que este punto es el polo Op. Los pasos 5 y 6 análogos al caso anterior.

Solución por medio de las ecuaciones 8.6 y 8.7

$$\sigma_1 = 4 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_3 = 2 \text{ kg/cm}^2 \quad \theta = 120^\circ$$

$$\sigma_\theta = \frac{4+2}{2} + \frac{4-2}{2} \cos 240^\circ = 3 - \cos 60^\circ = 2.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_\theta = \frac{4-2}{2} \sin 240^\circ = -\sin 60^\circ = -0.866$$

(Preguntas para el alumno. ¿Por qué es $\theta = 120^\circ$? ¿El resultado habría sido diferente si $\theta = 300^\circ$?)

► Ejemplo 8.5

Datos. Los de la Fig. E8.5-1.

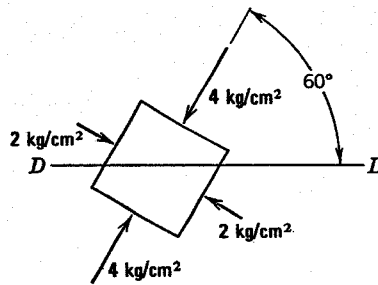


Fig. E8.5-1

Problema. Calcular los esfuerzos sobre el plano horizontal DD .

Solución.

1. Se sitúan los puntos $(4,0)$ y $(2,0)$ en el diagrama de Mohr (Fig. E8.5-2).

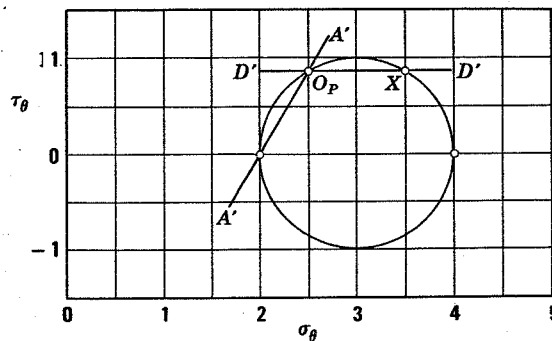


Fig. E8.5-2

2. Se dibuja el círculo de Mohr.
3. Se traza la línea $A'A'$ por el punto $(2,0)$, paralela al plano sobre el que actúa el esfuerzo $(2,0)$.
4. En la intersección de $A'A'$ con el círculo de Mohr se obtiene O_p .
5. Se traza la línea $D'D'$ paralela al plano DD .
6. El punto de intersección, X , da los esfuerzos buscados.

Respuesta. Ver la Fig. E8.5-3.

$$\text{Sobre } DD \left\{ \begin{array}{l} \sigma = 3.5 \text{ kg/cm}^2 \\ \tau = 0.87 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

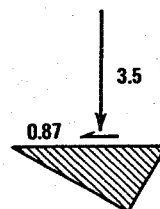


Fig. E8.5-3

► Ejemplo 8.6

Datos. Los de la Fig. E8.6-1

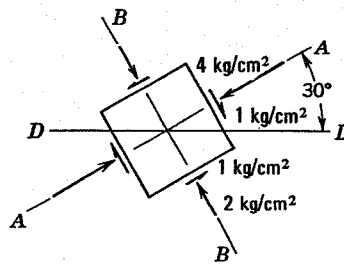


Fig. E8.6-1

Problema. Obtener la magnitud y dirección de los esfuerzos principales.

Solución. Ver la Fig. E8.6-2.

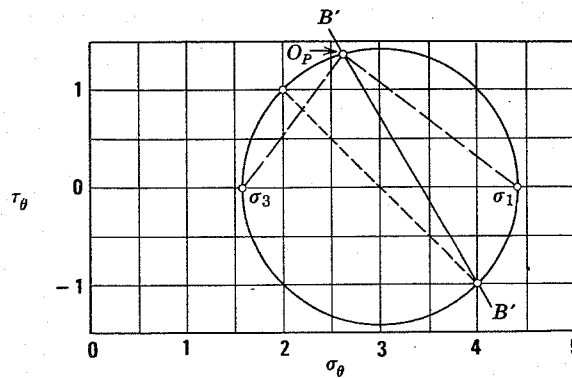


Fig. E8.6-2

1. Se sitúan los puntos (4,-1) y (2,1).
2. Se define el diámetro y se dibuja el círculo de Mohr.
3. Se traza B'B' por el punto (-1,4), paralela a BB.
4. En la intersección de B'B' con el círculo se obtiene el polo O_p .
5. Se leen σ_1 y σ_3 en el gráfico.
6. La línea que une O_p y σ_1 define el plano sobre el que actúa σ_1 , etc. (ver la Fig. E8.6-3).

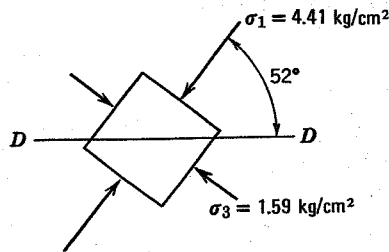


Fig. E8.6-3

Resolución por medio de ecuaciones.

1. Se parte del hecho de que la suma de esfuerzos normales es constante

$$\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} = \frac{\sum \sigma_{\theta}}{2} = \frac{4 + 2}{2} = 3 \text{ kg/cm}^2$$

2. Se emplea la relación

$$\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right) = \sqrt{\left[\sigma_\theta - \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}\right)\right]^2 + [\tau_\theta]^2}$$

con cualquier par de esfuerzos conocido.

$$\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right) = \sqrt{[2-3]^2 + 1^2} = \sqrt{2} = 1,414 \text{ kg/cm}^2$$

$$3. \quad \sigma_1 = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}\right) + \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right) = 4.414 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_3 = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}\right) - \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right) = 1.586 \text{ kg/cm}^2$$

4. Se elige el par de esfuerzos para el cual σ_θ sea mayor; es decir (4,-1).

$$\text{sen } 2\theta = \frac{2\tau_\theta}{\sigma_1 - \sigma_3} = \frac{-2}{2.828} = -0.707$$

$$2\theta = -45^\circ$$

$$\theta = -22\frac{1}{2}^\circ$$

5. El ángulo que forma la dirección del esfuerzo principal mayor con la horizontal es $= 30^\circ - \theta = 52.5^\circ$

► Ejemplo 8.7

Datos. Se tiene una carga de 25 ton/m² uniformemente repartida sobre una superficie circular de 30 m de radio.

Problema. Para una profundidad de 30 m bajo el borde de la superficie cargada, calcular el incremento del esfuerzo horizontal y las direcciones de los incrementos de los esfuerzos principales mayor y menor.

Solución. Pueden utilizarse las Figs. 8.4 y 8.5 para obtener $\Delta\sigma_v$, $\Delta\sigma_1$, y $\Delta\sigma_3$. Representando estos incrementos se construye el círculo de Mohr. El polo se localiza trazando una horizontal por el punto que representa el esfuerzo vertical, resolviéndose así el problema.

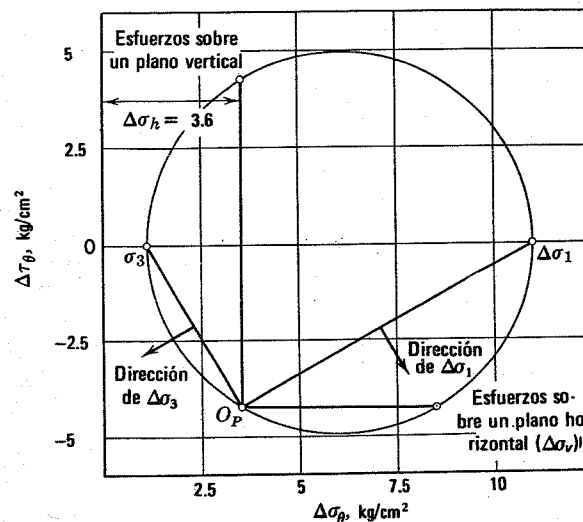


Fig. E8.7.

Pregunta para el alumno. Para la construcción del diagrama ha sido necesario suponer que el esfuerzo tangencial era negativo sobre el plano horizontal. Una forma de comprobar esta hipótesis es viendo si las direcciones de los incrementos de los esfuerzos principales son razonables. ¿Lo son?

► Ejemplo 8.8

Representar en un diagrama $p - q$ los estados de esfuerzos correspondientes a los ejemplos 8.4 a 8.6.

Solución: Ver la Fig. E8.8.

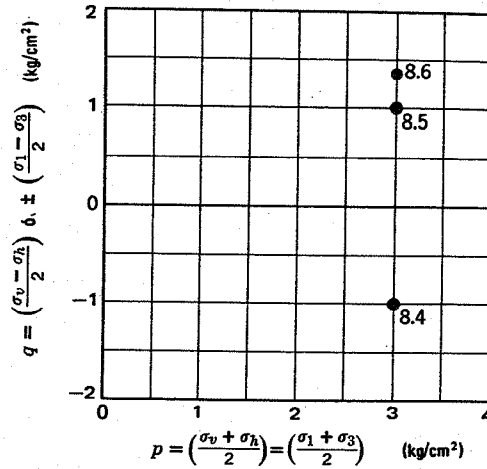


Fig. E8.8.

8.6 TRAYECTORIAS DE ESFUERZOS

Frecuentemente se desea representar los sucesivos estados de esfuerzos que existen en una muestra de suelo al cargarla. Una forma de hacer esto es trazar una serie de círculos de Mohr. Por ejemplo, la Fig. 8.10a muestra estados sucesivos al incrementar σ_1 , manteniendo constante σ_3 . Sin embargo, un diagrama con muchos círculos puede resultar bastante confuso, en especial si se representan sobre un mismo diagrama los resultados de diversas pruebas. Un método más satisfactorio consiste en representar una serie de puntos $(p-q)$ uniéndolos mediante una curva (8.10b). Esta línea se denomina *trayectoria de esfuerzos*. Al igual que un círculo de Mohr o un punto $(p-q)$ representan un estado de esfuerzos, una trayectoria de esfuer-

zos proporciona una representación continua de sucesivos estados de esfuerzos⁶. La Fig. 8.11 muestra diversas trayectorias de esfuerzos cuyo empleo resultará interesante en los capítulos siguientes.

En la Fig. 8.11a aparecen trayectorias de esfuerzos que parten de un estado para el cual $\sigma_v = \sigma_h$. Este es un estado inicial común en muchos tipos de pruebas de laboratorio. A partir de este estado inicial, se suele variar en general σ_v y σ_h en la misma magnitud ($\Delta \sigma_v = \Delta \sigma_h$), o se hace variar uno de los esfuerzos principales mientras que el

⁶ Los términos *historia de esfuerzos* y *curva vectorial* se utilizan también para indicar las curvas que representan sucesivos estados de esfuerzo, aunque las definiciones de estas curvas son algo diferentes.

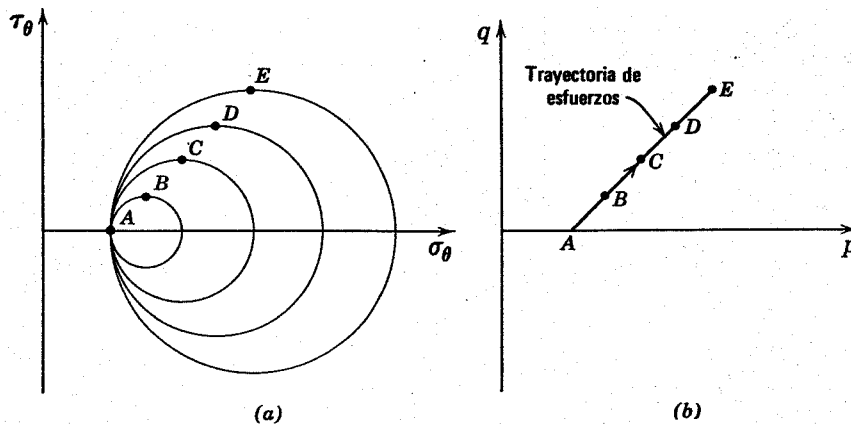


Fig. 8.10. Representación de sucesivos estados de esfuerzos al aumentar σ_1 manteniendo constante σ_3 . Los puntos A, B, etc., representan idénticos estados en ambos diagramas. a) Círculos de Mohr. b) Diagrama $p-q$.

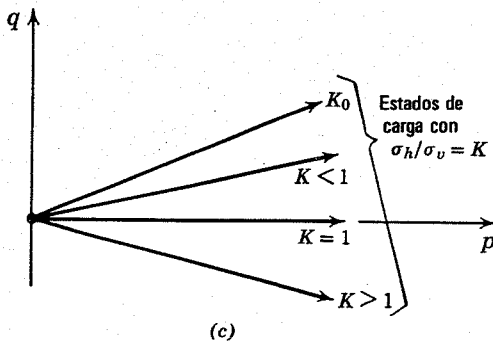
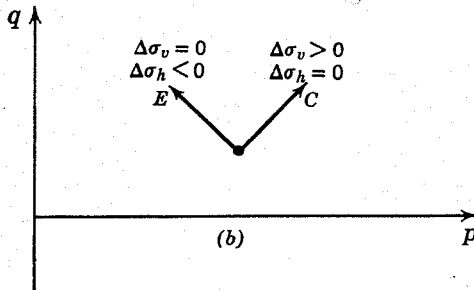
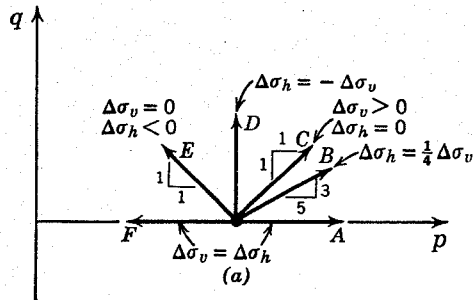


Fig. 8.11. Ejemplos de trayectorias de esfuerzos. a) Inicialmente $\sigma_v = \sigma_h$. b) Inicialmente $\sigma_v > \sigma_h > 0$. c) Inicialmente $\sigma_v = \sigma_h = 0$.

► Ejemplo 8.9

Datos. Condiciones de carga y terreno representados en la Fig. E8.9-1.

Problema. Obtener la trayectoria de esfuerzos de los puntos A y H.

Solución: Utilícense las Figs. 8.4 y 8.5 para calcular los* esfuerzos. Las trayectorias de esfuerzos se dan en la tabla siguiente y en la Fig. E8.9-2.

(Tabla del Ejemplo 8.9)

Punto	Inicial		Incrementos				Final		P	q
	σ_v	σ_h	$\Delta\sigma_v$	$\Delta\sigma_h$	σ_v	σ_h				
A	15.4	6.1	26.0	13.8	41.4	19.9	30.6	10.7	4.6	
B	31.0	12.4	22.5	6.4	53.5	18.8	36.1	21.7	9.3	
C	46.5	18.6	17.6	2.9	64.1	21.5	42.8	32.5	13.9	
D	62.0	24.8	13.4	1.3	75.4	26.1	50.7	43.4	18.6	
E	93.0	37.2	7.9	0.3	100.9	37.5	69.2	65.1	27.9	
F	124.0	49.6	5.0	0.1	129.0	49.7	89.3	86.8	37.2	
G	154.5	61.8	3.4	0	157.9	61.8	109.8	108.2	46.3	
H	185.5	74.2	2.4	0	187.9	74.2	131.1	129.8	55.6	

* Las pequeñas diferencias que pueda encontrar el lector, se deben a errores de redondeo en la transformación de unidades. (N.T.).

otro se mantiene constante ($\Delta\sigma$ positivo mientras $\Delta\sigma_h = 0$, ó $\Delta\sigma_h$ negativo para $\Delta\sigma_v = 0$). Por supuesto son posibles muchas otras trayectorias; pueden incrementarse simultáneamente $\Delta\sigma_1$ y $\Delta\sigma_3$ de forma que $\Delta\sigma_3 = \Delta\sigma_1 / 4$.

Un estado inicial más común es que tanto σ_v como σ_h sean mayores que cero, pero $\sigma_v \neq \sigma_h$. La parte (b) de la Fig. 8.11 muestra varias trayectorias de esfuerzos que parten de un estado inicial de este tipo.

También tienen interés los estados de carga que parten de $\sigma_1 = \sigma_3 = 0$ y en los cuales σ_1 y σ_3 aumentan de manera constante (Fig. 8.11c). Para este tipo de carga

$$\frac{q}{p} = \frac{1 - K}{1 + K} \tag{8.10}$$

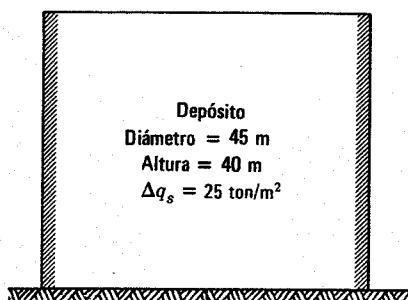
donde K es el coeficiente de presión o esfuerzo lateral ya definido en la sección 8.2. La trayectoria de esfuerzos K_1 corresponde a la compresión isótropa, sin esfuerzos tangenciales. La trayectoria K_0 indica la forma en que aumentan los esfuerzos en un suelo normalmente consolidado durante el proceso de sedimentación. La pendiente de la trayectoria K_0 se designa por β ; es decir, para un estado de carga K_0

$$\frac{q}{p} = \tan \beta \tag{8.11}$$

Combinando las ecuaciones 8.10 y 8.11 se tiene

$$K_0 = \frac{1 - \tan \beta}{1 + \tan \beta} \tag{8.12}$$

Una trayectoria de esfuerzos no tiene por qué ser una recta. Por ejemplo, podemos obligar a que los esfuerzos se apliquen de forma que $\Delta\sigma_v = \frac{1}{4} (\Delta\sigma_h)^2$. Una trayectoria de esfuerzos puede estar formada por una serie de tramos rectos unidos. Dos estados de carga diferentes pueden seguir la misma curva en el plano p - q , pero uno de ellos puede corresponder a esfuerzos crecientes y el otro a esfuerzos decrecientes. Para evitar cualquier ambigüedad, las trayectorias de esfuerzos deben llevar una punta de flecha para indicar el sentido de la carga.



Profundidad (m)

A ○ 7.50
 B ○ 15.00
 C ○ 22.50
 D ○ 30.00
 E ○ 45.00
 F ○ 60.00
 G ○ 75.00
 H ○ 90.00

Arena media a fina $\gamma = 2 \text{ ton/m}^3$ $K_0 = 0.4$

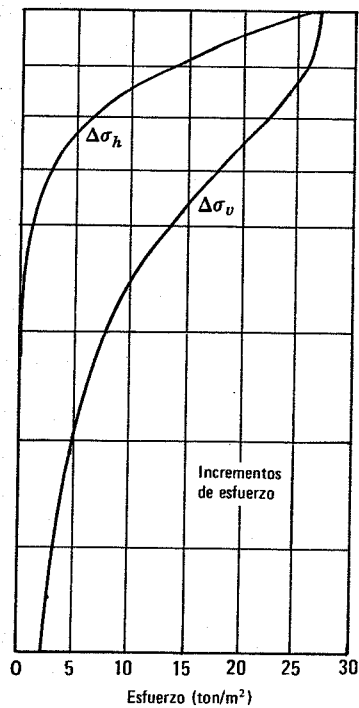
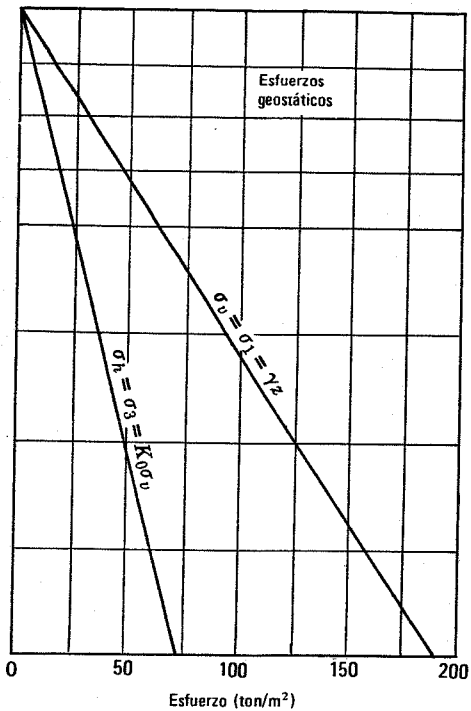


Fig. E8.9-1.

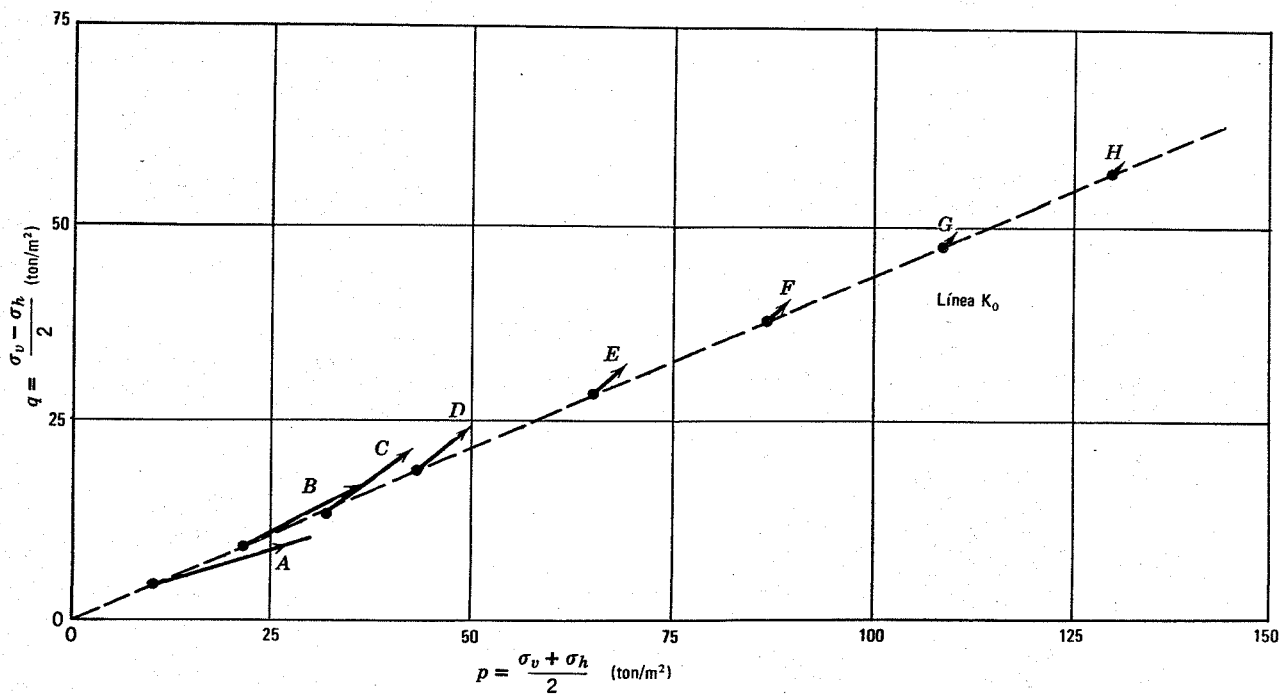


Fig. E8.9-2.

El ejemplo 8.9 muestra las trayectorias de esfuerzos para diversos puntos del eje vertical, bajo una superficie circular cargada. En este ejemplo es evidente la utilidad de la trayectoria de esfuerzos para representar las variaciones de los mismos.

8.7 RESUMEN DE PUNTOS PRINCIPALES

1. El concepto tradicional de esfuerzo puede aplicarse a un sistema discontinuo, siempre que el esfuerzo varíe muy poco en distancias del orden de magnitud de la partícula más gruesa.
2. La representación del círculo de Mohr para el estado de esfuerzos en un punto resulta extraordinariamente útil en la mecánica de suelos.
3. El diagrama $p-q$ es también un auxiliar muy valioso para la representación del estado de esfuerzos en un punto, mientras que la trayectoria de esfuerzos es de gran ayuda para la representación de cambios en el estado de esfuerzos.
4. Si la superficie de un depósito de suelo es horizontal y el peso específico es constante con la profundidad, los esfuerzos geostáticos vertical y horizontal aumentan linealmente con la profundidad.
5. La teoría elástica permite una estimación adecuada de los esfuerzos inducidos en una masa de suelo por las cargas aplicadas.

Al no ser el suelo elástico, y por otras razones citadas en este capítulo, el ingeniero debe utilizar los gráficos de distribución de esfuerzos con cierto criterio y precaución. Se requieren muchos casos en los que se hayan comparado los esfuerzos calculados con los medidos *in situ* para conocer la precisión de los esfuerzos así determinados.

PROBLEMAS

8.1 Un suelo tiene un peso específico de 7.75 ton/m^3 y un coeficiente de presión lateral en reposo de 0.45. Suponiendo que el estado de esfuerzos es geostático, representar la ley de esfuerzos verticales y horizontales desde la superficie del terreno hasta una profundidad de 15 m.

8.2 Un terreno presenta los siguientes pesos específicos:

0-3 m	$\gamma_t = 1.75 \text{ ton/m}^3$
3-8 m	$\gamma_t = 1.50 \text{ ton/m}^3$
8-15 m	$\gamma_t = 1.80 \text{ ton/m}^3$

Suponiendo que el estado de esfuerzos es geostático ¿cuál será el esfuerzo vertical a 12 m de profundidad?

8.3 La relación entre el esfuerzo vertical y el peso específico es

$$\gamma_t = 1.30 + 0.01 \sigma_v$$

donde γ_t viene expresado en ton/m^3 y σ_v en ton/m^2 . ¿Cuál será el esfuerzo vertical a una profundidad de 30 m en un

depósito de este suelo, suponiendo que el estado de esfuerzos es geostático?

8.4 Considérense los resultados del ejemplo 8.4. Partiendo de las componentes horizontal y vertical de los esfuerzos sobre la cara inclinada (y considerando la superficie relativa de las tres caras) demuéstrese que el elemento está realmente en equilibrio.

8.5 Considérese el ejemplo 8.5.

a. Repítase el problema pero en el paso 3 trácese una línea paralela al plano sobre el que actúa σ_1 . Demuéstrese que se obtiene el mismo polo O_p .

b. Calcúlense los esfuerzos sobre el plano horizontal mediante las ecuaciones 8.6 y 8.7 (ver la Fig. 8.9).

8.6 Considérese el ejemplo 8.6.

a. Repítase el problema pero en el paso 3 trácese una línea paralela a AA .

b. Determinéense los esfuerzos sobre un plano horizontal y dedúzcanse los esfuerzos que actúan sobre el elemento considerado.



Fig. P8.6

8.7 Dados los siguientes esfuerzos, calcúlese la magnitud y orientación de los esfuerzos principales.

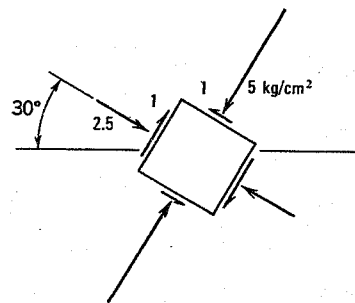


Fig. P8.7

8.8 Trácese las trayectorias de esfuerzos en un diagrama $p-q$ para los siguientes estados de carga:

a. Estado inicial $\sigma_h = \sigma_v = 2 \text{ kg/cm}^2$. σ_h permanece constante mientras que σ_v aumenta hasta 6 kg/cm^2

b. Estado inicial $\sigma_h = \sigma_v = 2 \text{ kg/cm}^2$. σ_v permanece constante mientras que σ_h aumenta hasta 6 kg/cm^2

c. Estado inicial $\sigma_h = \sigma_v = 2 \text{ kg/cm}^2$. σ_v permanece constante mientras que σ_h disminuye hasta 1 kg/cm^2 .

d. Estado inicial $\sigma_h = \sigma_v = 2 \text{ kg/cm}^2$. σ_v y σ_h disminuyen según la relación $\Delta \sigma_h = \Delta \sigma_v / 3$.

e. Estado inicial $\sigma_v = 2 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_h = 1 \text{ kg/cm}^2$. σ_v permanece constante mientras que σ_h disminuye hasta 0.7 kg/cm^2 .

f. Estado inicial $\sigma_v = 2 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_h = 1 \text{ kg/cm}^2$. σ_v permanece constante mientras que σ_h aumenta hasta 6 kg/cm^2 .

8.9 La superficie de un cuerpo elástico está sometida a una carga uniforme de 5 ton/m^2 sobre un área de $6 \times 12 \text{ m}$. Se pide:

a. El esfuerzo vertical a una profundidad de 3 m bajo la esquina del área cargada.

b. El esfuerzo vertical a una profundidad de 6 m bajo el centro del área cargada.

8.10 Una carga uniforme de 10 t/m^2 se aplica sobre un área circular de 5 m de diámetro en la superficie de un

cuerpo elástico. El cuerpo elástico tiene $\gamma = 1.75 \text{ ton/m}^3$ y $K_o = 0.45$. Calcular los siguientes esfuerzos en el eje vertical de la carga a una profundidad de 3 m, antes y después de aplicar la carga:

a. El esfuerzo vertical.

b. El esfuerzo horizontal.

c. El esfuerzo tangencial o cortante máximo.

Representétese la trayectoria de esfuerzos para este estado de carga.

CAPITULO 9

Pruebas de laboratorio para determinar las propiedades esfuerzo-deformación

Si el suelo fuera isótropo y linealmente elástico sería posible determinar las constantes elástica E (módulo de Young) y μ (coeficiente de Poisson) a partir de una sencilla prueba¹, utilizando estas constantes para calcular la relación entre esfuerzos y deformaciones para otros tipos de pruebas. Sin embargo, este método tan sencillo no suele ser aplicable a los suelos. De aquí que se utilicen diferentes pruebas, cada una de las cuales es apropiada para estudiar el comportamiento esfuerzo-deformación bajo un tipo de carga específico. La Fig. 9.1 recoge cuatro de las pruebas más utilizadas para el estudio del comportamiento esfuerzo-deformación del suelo. El dispositivo utilizado en las pruebas triaxiales permite también realizar pruebas de compresión isótropa; de hecho, la compresión isótropa es la primera fase de una prueba triaxial.

En este capítulo se describen las características principales del equipo y modo operativo para realizar estas pruebas. Para obtener buenos resultados se precisa una cuidadosa técnica y la máxima atención a los detalles operativos. Lambe (1951) ha descrito con detalle el equipo y método a utilizar. Bishop y Henkel (1962), han hecho un minucioso estudio de la prueba triaxial.

9.1 PRUEBA EDMETRICA O DE CONSOLIDACION

En la prueba edométrica, se aplica presión a la muestra de suelo según el eje vertical, y se impide la deformación en sentido horizontal. Así pues, la deformación axial es exactamente igual a la deformación volumétrica. La Fig. 9.2 muestra las secciones transversales de los dos tipos de edómetros o consolidómetros más comunes. A esta prueba se le ha dado también los nombres de *prueba de compresión unidimensional*, *prueba de compresión confinada* y *prueba de consolidación*. Este último nombre procede de que esta forma de prueba ya se utilizó ampliamente en el pasado para estudiar el fenómeno de consolidación (ver los capítulos 2 y 27).

En esta prueba la relación entre la presión lateral y la vertical es K_0 , el *coeficiente de presión lateral en reposo* (ver la sección 8.2). La trayectoria de esfuerzos de esta prueba se muestra en la Fig. 9.1, habiéndose dado también previamente en la Fig. 8.11c. En esta prueba también se producen esfuerzos y deformaciones tangenciales al

igual que compresiones y cambios de volumen, pero como está impedida la falla por corte, la deformación principal se debe a compresión. Esta prueba goza de gran aceptación debido a que es relativamente sencilla de realizar y a que el estado de deformación se aproxima bastante al existente en los problemas reales.

La máxima dificultad experimental en la prueba edométrica es la fricción lateral: se desarrollan fuerzas tangenciales a lo largo de la superficie cilíndrica de la muestra al producirse las deformaciones verticales. Este efecto de fricción lateral perturba el estado unidimensional de deformación e impide que parte de la fuerza axial alcance la parte inferior de la muestra. Para reducir el efecto de esta fricción lateral la relación altura/diámetro de la muestra se hace lo más pequeña posible desde el punto de vista práctico, en general 1:3 a 1:4. El empleo del consolidómetro de anillo flotante (Fig. 9.2b) también sirve para reducir los efectos de la fricción lateral. Se han realizado numerosos ensayos para reducir esta fricción mediante lubricantes y membranas plásticas, habiéndose demostrado que estas técnicas tienen un cierto valor. La compresibilidad del aparato también puede ser una dificultad cuando se ensayan suelos relativamente incompresibles, siendo necesario entonces recurrir a dispositivos especiales (Whitman, Miller y Moore, 1964).

En la forma habitual de edómetro o consolidómetro, no se miden las presiones laterales producidas durante la prueba. La Fig. 9.3 muestra un edómetro especial que permite medir estas presiones laterales. Las bandas extensométricas "strain gages" montadas sobre el anillo metálico detectan cualquier deformación lateral del mismo, ajustándose la presión lateral para anular esta deformación. Mediante un dispositivo análogo es posible realizar una prueba de compresión unidimensional utilizando una forma triaxial de aparato; es decir, un anillo delgado colocado en torno a la membrana detecta la deformación lateral, modificándose la presión en la cámara para anular esta deformación. De esta forma se elimina el problema de la fricción lateral.

9.2 PRUEBA TRIAXIAL

La Fig. 9.4 muestra la idea básica de la prueba triaxial, la prueba más común y versátil utilizada ~~para determinar las propiedades esfuerzo-deformación del suelo~~. Una mues-

¹ Este método se comenta en el capítulo 12.

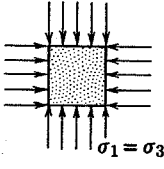

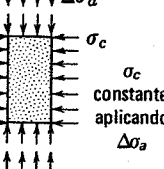
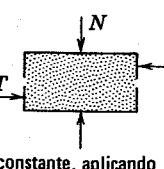
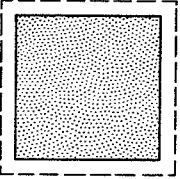
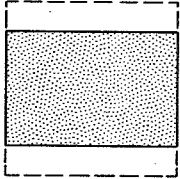
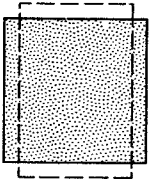
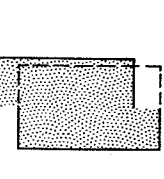
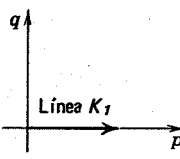
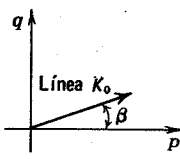
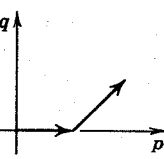
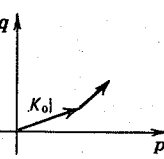
Prueba	Compresión isotrópica	Compresión confinada (edómetro)	Compresión triaxial	Corte directo
Condiciones básicas				
Tipo de deformación	Volumétrica 	Volumétrica principalmente aunque con alguna distorsión 	Distorsión y volumétrica 	Distorsión principalmente, con cierta deformación volumétrica 
Trayectorias de esfuerzos				
Finalidad	Estudio de deformaciones volumétricas puras	Muy simple; se aproxima a ciertas condiciones de campo	La prueba más utilizada para estudios esfuerzo-deformación y propiedades de resistencia	Prueba sencilla para determinar la resistencia al esfuerzo cortante

Fig. 9.1. Tipos más comunes de pruebas esfuerzo-deformación.

tra cilíndrica de suelo se somete en primer lugar a una presión de confinamiento σ_c en todas sus caras. A continuación se incrementa el esfuerzo axial $\Delta \sigma_a$ hasta que se rompe la muestra. Como no existen esfuerzos tangenciales sobre las caras de la muestra cilíndrica, el esfuerzo axial $\sigma_c + \Delta \sigma_a$ y la presión de confinamiento σ_c son los esfuerzos principales mayor y menor, σ_1 y σ_3 , respectivamente. El incremento de esfuerzo axial, $\Delta \sigma_a = \sigma_1 - \sigma_3$, es el *esfuerzo desviador*.

La prueba triaxial constituye simplemente una versión especial de la prueba de compresión cilíndrica utilizada para determinar las propiedades mecánicas de muchos materiales, como por ejemplo el concreto. En general no existe una presión de confinamiento durante una prueba realizada sobre concreto, aunque puede aplicarse ésta en algunas pruebas muy especiales. Sin embargo suele ser esencial una presión de confinamiento al realizar pruebas en suelos. El lector puede darse cuenta fácilmente de que una muestra de arena seca no se mantiene sin cierto confinamiento. En los capítulos siguientes veremos que la presión de confinamiento tiene una influencia impor-

tante sobre el comportamiento esfuerzo-deformación del suelo.

Tamaño de la muestra

La probeta de suelo suele tener unos 4 cm de diámetro y 8 a 10 cm de altura. También se encuentran frecuentemente muestras de unos 8 cm de diámetro y 15 a 20 cm de longitud. Para pruebas de suelos que contienen grava se emplean muestras mucho mayores.

Presión de confinamiento

La cámara de presión se compone generalmente de un cilindro de plástico transparente con tapas terminales metálicas. Disposiciones típicas se muestran en la Fig. 9.5. Para aplicar la presión de confinamiento se utiliza gas o un líquido a presión, aunque es preferible un líquido (generalmente agua desaireada). Para presiones superiores de 7 o 10 kg/cm², deben colocarse en torno al cilindro de lucita bandas metálicas de refuerzo, o substituir el plástico por un cilindro de metal.

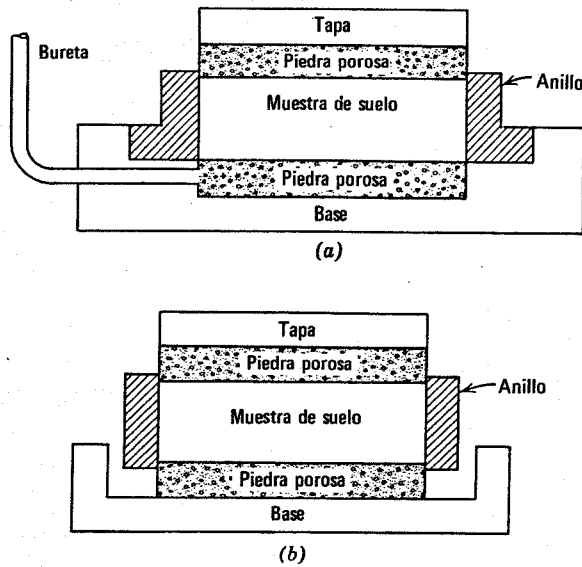


Fig. 9.2. Formas habituales de edómetros. a) De anillo rígido. b) De anillo flotante. (Según Lambe, 1951).

El suelo se introduce en una membrana flexible con tapas extremas. De esta forma el fluido de confinamiento no penetra en los poros del suelo.

Carga axial

En la forma más usual de la prueba triaxial (denominada *prueba triaxial estándar* o normal) el suelo se lleva a la falla aumentando el esfuerzo axial mientras que la presión de confinamiento lateral se mantiene constante. De esta forma la trayectoria de esfuerzos en el proceso de carga es la que aparece en la Fig. 8.10. La fuerza axial se aplica al pistón de carga bien por medio de pesas (*prueba de esfuerzo controlado*) o por una prensa hidráulica o de accionamiento mecánico (*prueba de deformación controlada*). En pruebas con suelos secos la velocidad de carga viene limitada únicamente por el tiempo necesario para observar y registrar los datos. En general transcurren de 5 a 30 minutos desde que se aplica por primera vez la carga axial hasta que se alcanza la resistencia máxima.

Control de la presión de poro o intersticial

Si una muestra de suelo seco se sella totalmente, y si el volumen del suelo varía durante el proceso de carga, existirá un cierto cambio en el volumen y la presión del aire que ocupa los poros del suelo. Generalmente se dispone un sistema de drenaje formado por una piedra porosa más un conducto al exterior de la cámara, de forma que el aire puede entrar o salir del suelo evitándose así el cambio de presión. El dispositivo de drenaje resultará de gran importancia en pruebas con suelos que contengan agua, como comentaremos en las partes IV y V.

El sistema de drenaje también se puede utilizar para realizar una forma especial de prueba triaxial: la *prueba triaxial con vacío*. Si el aire se extrae de los poros del suelo, se crea una presión de confinamiento por la diferencia entre la presión atmosférica que actúa sobre el exterior de

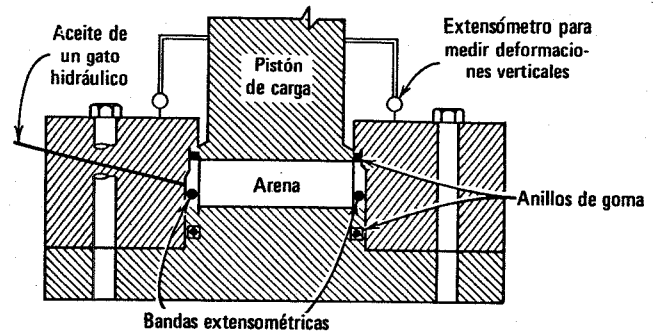


Fig. 9.3. Edómetro especial que permite medir presiones laterales. (Según Hendron, 1963).

la muestra y la baja presión existente en los poros de la misma. Para esta forma de prueba no se necesita una cámara de presión pero, por supuesto, la presión de confinamiento no puede ser superior a 1 atm.

Medida de los cambios de volumen

No es fácil realizar mediciones precisas de las variaciones de volumen en un suelo seco, tanto al aplicar la presión de confinamiento como el esfuerzo axial adicional. Si un suelo está saturado de agua, su variación de volumen durante la prueba triaxial puede determinarse midiendo el volumen de agua que escapa o entra en la muestra. Afortunadamente, como veremos en la parte IV, el comportamiento esfuerzo-deformación de un suelo seco o saturado es similar, siempre que el fluido intersticial pueda circular libremente por los poros. Algunos de los resultados de pruebas presentados en los capítulos 9 a 12 se obtuvieron realmente con muestras saturadas.

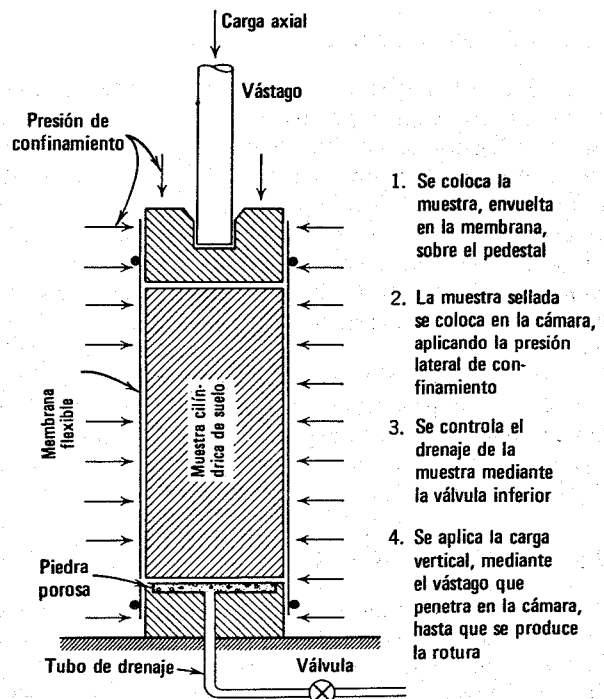


Fig. 9.4. Detalles principales de una cámara triaxial.

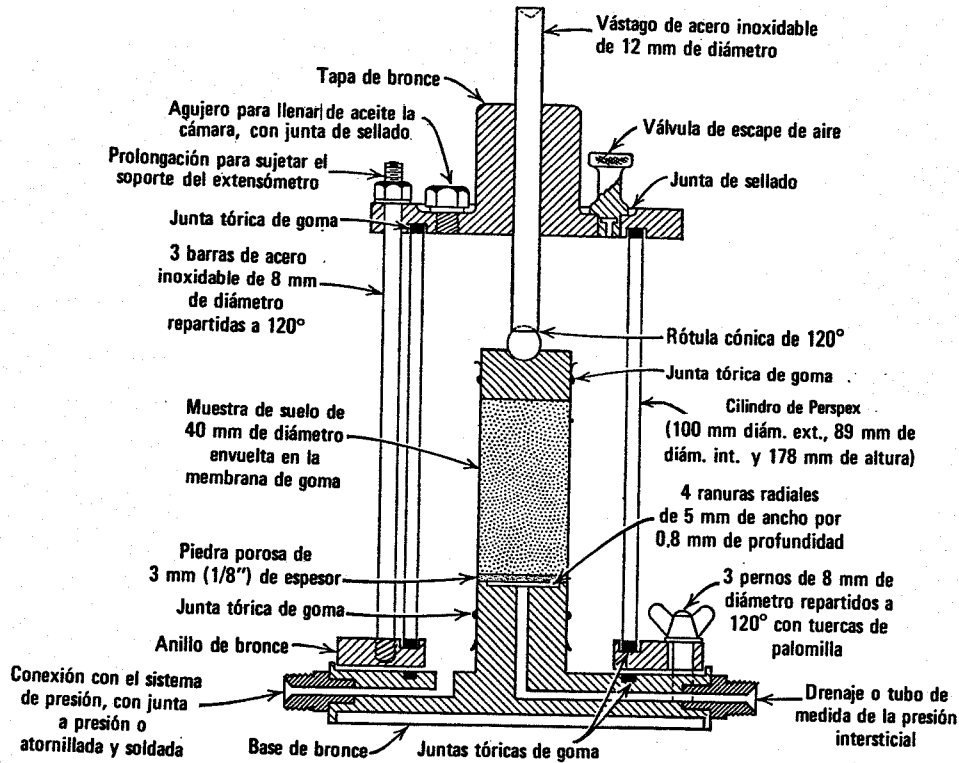


Fig. 9.5. Sección de una cámara triaxial típica. (Según Bishop y Henkel, 1962).

Incluso en el caso de muestras saturadas es difícil realizar medidas muy precisas de las variaciones de volumen producidas en suelos de grano grueso. Esta es una de las razones por las que se suele utilizar la prueba edométrica para estudiar deformaciones volumétricas.

Formas de rotura o falla de las muestras

La Fig. 9.6 muestra algunas formas típicas de especímenes probados en la prueba triaxial. Distorsiones de este tipo dan lugar a ciertas dificultades en la interpretación de los resultados de prueba. La variación en la sección transversal de la muestra suele ser tan grande que no puede tenerse en cuenta para el cálculo del esfuerzo axial a partir de la fuerza axial medida. La distorsión respecto a la forma cilíndrica se debe principalmente a las restricciones impuestas por las placas de extremo y hace difícil determinar la variación de área, introduciendo además errores e inseguridad respecto a los datos esfuerzo-deformación medidos. Se han propuesto varios métodos que permiten el desplazamiento lateral libre entre el suelo y las placas de extremo, reduciendo al máximo las distorsiones (Rowe y Barden, 1964).

9.3 LA PRUEBA DE CORTE DIRECTO

La forma más antigua de prueba de corte sobre un suelo es la de corte directo, utilizada primeramente por Coulomb en 1776. Los elementos esenciales del aparato de corte directo se muestran en el diagrama esquemático de la Fig. 9.7. El suelo se coloca en una caja que se rompe por su plano medio. Se aplica una fuerza de confina-

miento y a continuación una fuerza tangencial que origina un desplazamiento relativo entre las dos partes de la caja. Se registra la magnitud de las fuerzas tangenciales en función del desplazamiento y generalmente también la variación de espesor de la muestra.

El aparato de corte puede ser circular o cuadrado en planta. En general la caja tiene 20 a 25 cm². y aproximadamente 3 cm de altura. La carga normal se aplica mediante un gato hidráulico o por medio de sobrecargas. En la mayoría de los aparatos el esfuerzo normal varía de 0 a 10 kg/cm². La fuerza tangencial se aplica bien mediante pesas (*prueba de esfuerzo controlado*) o mediante un motor de velocidad variable (*prueba de deformación controlada*). En suelos secos la duración de la prueba de corte directo es semejante a la de la prueba triaxial.

La Fig. 9.7 muestra la sección transversal de un aparato de corte directo típico. Las placas porosas que aparecen en la figura no son necesarias para pruebas realizadas con suelo seco, pero resultan indispensables en pruebas con suelos húmedos o saturados, como se comentará en la parte IV. Los métodos operativos para realizar la prueba de corte directo han sido descritos por Lambe (1951).

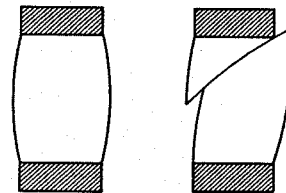


Fig. 9.6. Formas típicas de probetas rotas en una prueba triaxial con bases rígidas.

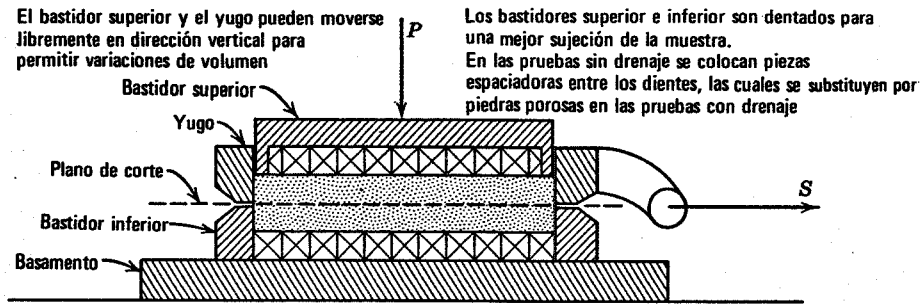


Fig. 9.7. Sección transversal de un aparato de corte directo (B. K. Hough-Basic Soils Engineering. Copyright © 1957 The Ronald Press Co. N. Y.).

La Fig. 9.1 muestra la trayectoria de esfuerzos en una prueba de corte directo. En primer lugar existe un estado de carga K_0 al aplicar la carga vertical. A continuación, la aplicación de la carga horizontal produce un incremento de q y también un aumento de p . La trayectoria de esfuerzos no se puede dibujar exactamente para una prueba de este tipo, ya que al conocer únicamente los esfuerzos sobre un plano horizontal no se conoce el estado de esfuerzos completo. Recientemente se ha descrito una versión mejorada de la prueba corte directo (Bjerrum y Lambe (1966)).

9.4 OTRAS PRUEBAS

Se han desarrollado numerosos aparatos para permitir pruebas especiales. Existen aparatos para estudiar el comportamiento esfuerzo-deformación bajo cargas dinámicas. Hay también aparatos que permiten estudiar el comportamiento esfuerzo-deformación en deformación plana (Bishop, 1966) y en corte simple (Roscoe, 1961).

Cualquier estado de carga que no suponga una rotación de las direcciones de los esfuerzos principales puede reproducirse en una cámara triaxial. En la Fig. 9.8 se dan ejem-

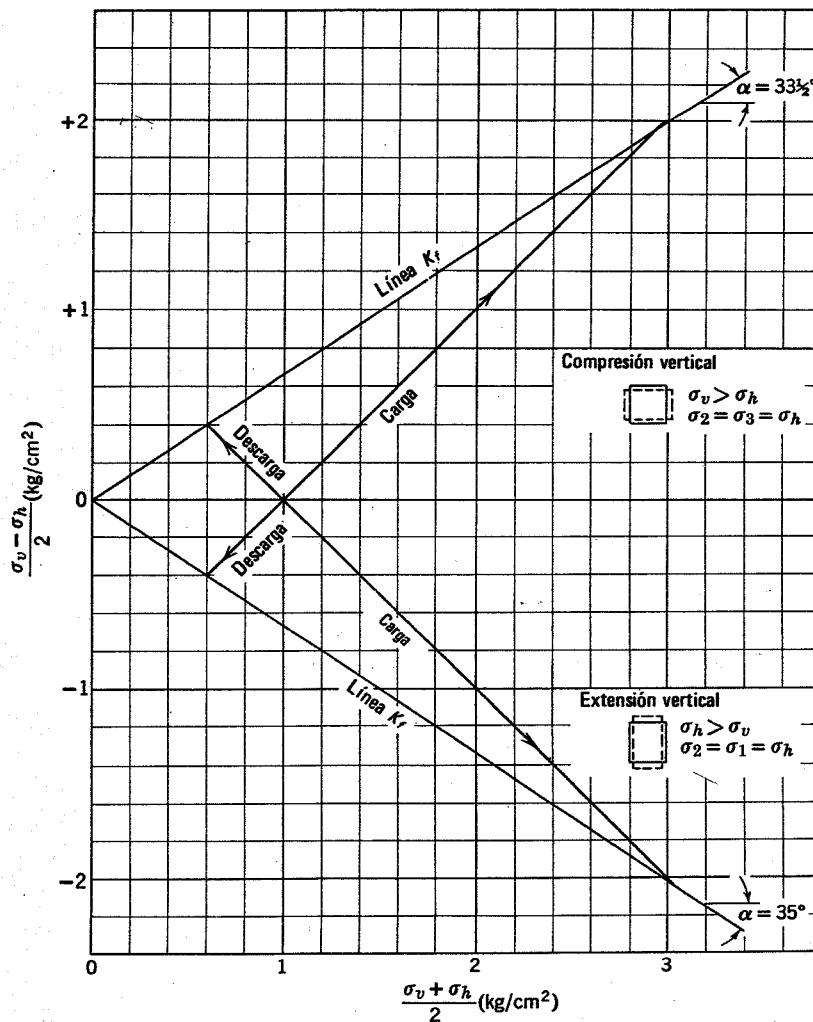


Fig. 9.8. Trayectorias de esfuerzos en pruebas triaxiales.

plos de condiciones de prueba típicas, junto con la nomenclatura utilizada. La prueba de carga se realiza reduciendo la presión en la cámara, aplicando carga al pistón con objeto de mantener el esfuerzo axial constante. Para realizar las pruebas de tracción o extensión es necesario tirar hacia arriba del pistón de carga. Es también posible realizar las pruebas de corte de forma que la suma $\sigma_1 + \sigma_3 = \sigma_h + \sigma_v$ permanezca constante, es decir, la trayectoria de esfuerzos representada por D en la Fig. 8.11a.

9.5 RESUMEN DE PUNTOS PRINCIPALES

1. Debido a que el suelo es un material tan complejo, ninguna prueba basta por sí sola para estudiar todos los aspectos importantes del comportamiento esfuerzo-deformación.
2. La prueba edométrica es la más sencilla para estudiar las relaciones volumétricas esfuerzo-deformación, mientras que la prueba de corte directo es la

más fácil y la más antigua para el estudio de la resistencia al esfuerzo cortante.

3. La prueba triaxial constituye el método mejor y más versátil para el estudio de las propiedades esfuerzo-deformación. Con esta prueba puede obtenerse una gran variedad de estados reales de carga.

PROBLEMAS.

9.1 El problema 8.8 describe varios tipos de cargas que pueden aplicarse en una cámara triaxial. Utilizando la nomenclatura dada en la Fig. 9.8, describir cada caso de carga (*a* a *f*) como compresión vertical, etc.

9.2 Se realiza una prueba edométrica partiendo de una presión nula. Cuando $\sigma_v = 8 \text{ kg/cm}^2$ se observa que $\sigma_h = 3 \text{ kg/cm}^2$. Dibujar la trayectoria de esfuerzos de esta prueba, suponiendo que la relación σ_h/σ_v es constante a lo largo del tiempo. ¿Qué valores K_0 y β tiene este suelo?

CAPITULO 10

Aspectos generales del comportamiento esfuerzo-deformación

En este capítulo comienza el estudio de las propiedades esfuerzo-deformación de los suelos, ilustrando y explicando la deformación de los suelos granulares secos. Debido a la naturaleza discontinua del esqueleto mineral de estos suelos, el comportamiento esfuerzo-deformación es extraordinariamente complejo. En este capítulo recurriremos a diagramas para intentar describir este comportamiento. En capítulos posteriores se darán expresiones matemáticas aproximadas para casos específicos.

En el capítulo 8 se definió el concepto de esfuerzos para un sistema de partículas. La aplicación al suelo del concepto de deformación puede entenderse con ayuda de la Fig. 10.1. Las dos partículas que aparecen en la figura distan una magnitud L , muy grande comparada con su tamaño. Si estas partículas se aproximan una magnitud ΔL , la deformación unitaria a compresión ϵ_x viene definida por $\Delta L/L$.

Al igual que el esfuerzo, la deformación es una magnitud tensorial, siendo muy delicada su definición. En este libro haremos referencia a:

- ϵ_x : la deformación unitaria a compresión según un determinado eje
- γ_{xy} : la deformación tangencial unitaria respecto a dos ejes determinados
- $\Delta V/V$: la deformación volumétrica unitaria

Se suponen positivas las deformaciones de acortamiento; la deformación volumétrica positiva supone una reducción de volumen.

10.1 MECANISMO DE LA DEFORMACION

Las deformaciones experimentadas por un elemento de suelo son el resultado de las deformaciones internas y los movimientos relativos entre las numerosas partículas que componen dicho elemento. En cada uno de los contactos entre partículas las deformaciones locales pueden ser muy grandes, muy superiores a la deformación general definida anteriormente. Con objeto de entender el comportamiento general esfuerzo-deformación del elemento, es necesario considerar lo que sucede realmente en el interior del mis-

mo. En el capítulo 2 se comentó el mecanismo que contribuye a la deformación de un suelo. Fundamentalmente existen dos mecanismos en suelos granulares: la distorsión (y fractura) de las partículas, y el movimiento relativo entre partículas como resultado de deslizamiento o rodadura. Sin embargo estos mecanismos raramente son independientes uno de otro. Por ejemplo, la agrupación de partículas que aparece en la Fig. 10.2 sería estable bajo las fuerzas aplicadas si las partículas fueran rígidas y no pudieran deslizar unas respecto de otras. Como las partículas reales no son rígidas, la deformación de las mismas dará lugar a ligeros movimientos del sistema, produciendo el colapso de la agrupación, potencialmente inestable. Dado que el movimiento relativo entre partículas origina las grandes deformaciones que se suelen encontrar en los suelos, estos movimientos no serían en general posibles si no se produjera la distorsión de las partículas.

Se han propuesto varios modelos simplificados para explicar las interacciones entre partículas. La teoría correspondiente a dos esferas elásticas en contacto se ha utilizado para analizar y predecir las deformaciones que se producirían por la distorsión elástica de las partículas. Esta teoría ha sido descrita con detalle por Deresiewicz (1958). Scott (1963), Rowe (1962) y otros han desarrollado teorías que tienen en cuenta los movimientos de deslizamiento y rodadura en agrupaciones regulares de esferas rígidas, y que se han utilizado para estudiar la resistencia al corte de suelos granulares. Simultáneamente otras teorías también han considerado el deslizamiento en agrupaciones regulares de esferas deformables (ver Hendron, 1963, y Miller, 1963).

Los movimientos en el interior de la masa de un suelo real son demasiado complejos para poderlos estudiar con un modelo tan sencillo. En un instante cualquiera del proceso de deformación, pueden actuar diferentes mecanismos en diversas partes de un elemento de suelo. En cualquier punto del interior del elemento la importancia rela-

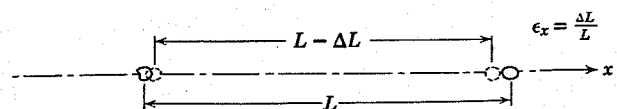


Fig. 10.1. Definición de la deformación en un sistema de partículas.

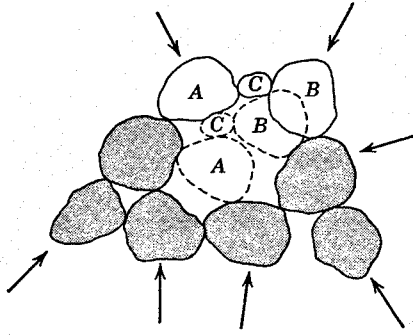


Fig. 10.2. Colapso de una agrupación inestable de partículas.

tiva de los diferentes mecanismos puede variar al progresar el proceso de deformación. De todos modos, los modelos sencillos citados constituyen una base muy útil para interpretar los resultados experimentales en suelos reales. Algunos de los resultados más importantes obtenidos a partir de estos modelos se comentarán en las secciones siguientes.

10.2 DEFORMACIONES VOLUMÉTRICAS EN LA COMPRESIÓN ISÓTropa

Pueden producirse grandes deformaciones volumétricas durante la compresión isotrópica como resultado del colapso de agrupaciones de partículas, tal como se representa en la Fig. 10.2.

Cada uno de estos colapsos produce la rodadura y el deslizamiento entre partículas y, como resultado, se originan fuerzas tangenciales en los puntos de contacto. Sin embargo, la resultante de estas fuerzas tangenciales es nula sobre una superficie trazada a través de muchos puntos de contacto. De esta forma el esfuerzo tangencial sobre un plano cualquiera es nulo, aunque existan grandes fuerzas tangenciales en determinados contactos individuales.

Las relaciones volumétricas esfuerzo-deformación de los suelos son muy semejantes, tanto en compresión isotrópica como confinada. Como se observó en el capítulo 9, es más fácil realizar una prueba edométrica que una de compresión isotrópica. Además, la compresión confinada es un caso muy corriente en la naturaleza; se produce durante la formación de un suelo por sedimentación y cuando se

aplican cargas verticales de gran extensión a los estratos de suelo. Por otro lado, la compresión isotrópica pura raramente se produce en la naturaleza.

Por estas razones, la compresión isotrópica no se considerará en detalle. Cualitativamente, la relación esfuerzo-deformación indicada en la sección 10.3 para la compresión con confinamiento, se aplica también a la compresión isotrópica. Cuantitativamente, las relaciones son algo diferentes. Para una cierta variación de σ_1 , la variación de la suma de los esfuerzos principales ($\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$) es mayor en compresión isotrópica. De aquí que un determinado cambio de σ_1 dará lugar a una deformación volumétrica mayor en el caso de compresión isotrópica.

10.3 COMPORTAMIENTO ESFUERZO-DEFORMACION EN LA COMPRESIÓN CONFINADA

La Fig. 10.3 muestra el comportamiento esfuerzo-deformación de una arena cuarzosa uniforme, de tamaño medio a grueso, en un proceso de compresión confinada. Inicialmente la arena estaba en un estado compacto. La deformación es la vertical, igual a la deformación volumétrica obtenida a partir de la altura original de la muestra. Como esfuerzo se toma la presión vertical. Los datos corresponden a los resultados de varias pruebas edométricas, con equipo convencional para la gama de presiones más bajas y mediante aparatos especiales para las presiones más elevadas. Adviértase que las curvas esfuerzo-deformación se han representado tomando las deformaciones positivas hacia abajo (compresiones). Esto suele ser habitual en mecánica de suelos, ya que las deformaciones de compresión se asocian con los asentamientos (es decir movimientos descendentes).

La Fig. 10.3c sugiere que el comportamiento esfuerzo-deformación de la arena puede considerarse en tres fases.

1. Para presiones de hasta unos 140 kg/cm², las curvas presión-deformación presentan concavidad hacia arriba. Así pues, la arena se vuelve cada vez más rígida al aumentar el nivel de presiones. Este comportamiento presión-deformación, denominado *encaje*, es muy característico de los sistemas de partículas. Las deformaciones se deben principalmente al efecto que aparece en la Fig. 10.2. Al aumentar las presiones entran en primer lugar en colapso las agrupaciones sueltas dentro del suelo, produciéndose agru-

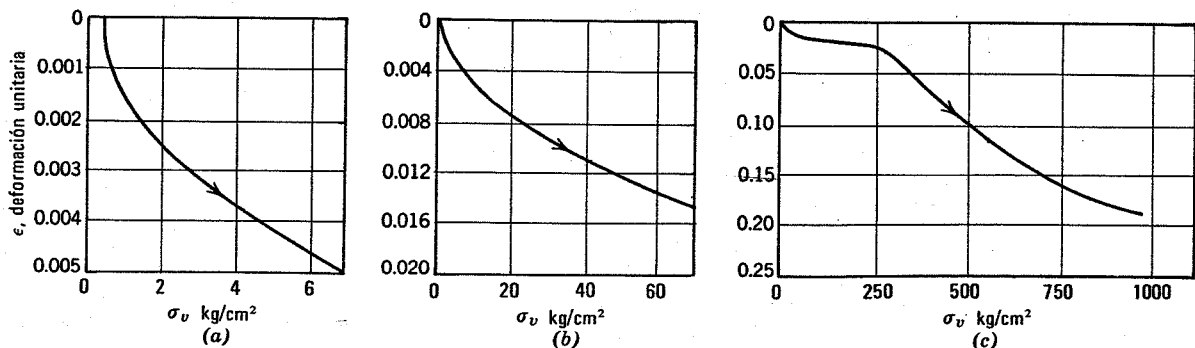


Fig. 10.3. Curvas esfuerzo-deformación, en compresión confinada. Arena de Ottawa, porosidad inicial = 0.375.

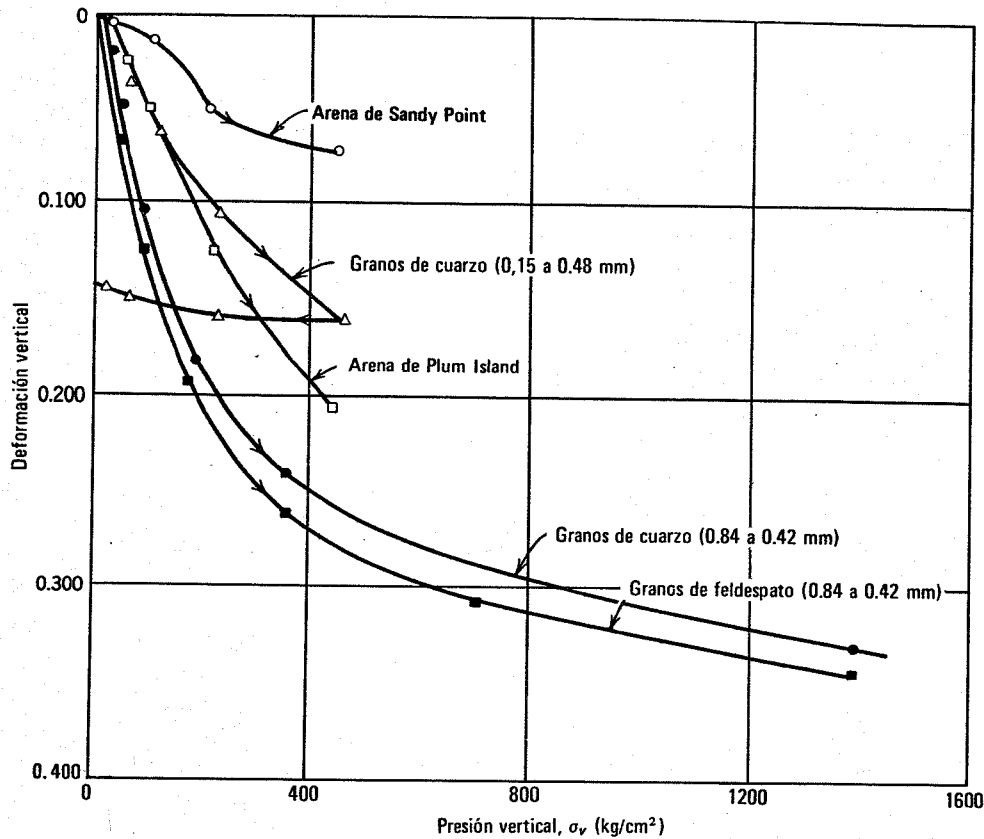


Fig. 10.4. Resultados de pruebas edométricas con altas presiones en diversas arenas (datos de Roberts, 1964).

paciones más compactas. Cada uno de estos movimientos da lugar a una agrupación más cerrada, y por tanto más rígida, de las partículas. Por último se alcanza una fase en la que las agrupaciones de partículas se comprimen fuertemente, produciéndose roturas en los puntos de contacto y permitiendo así un cierto deslizamiento adicional.

2. A partir de 140 kg/cm², la curva presión-deformación comienza a presentar una curvatura inversa, con concavidad hacia el eje de deformaciones. Esta cedencia (*yielding*) es el resultado de la fractura de las partículas de arena, lo que permite grandes movimientos relativos entre ellas. En esta fase de carga pueden oírse claros chasquidos del suelo. El examen microscópico y granulométrico, antes y después de la prueba, muestra que se produce una considerable degradación de las partículas (ver las Figs. 4.2h y 4.2i).
3. La fracturación de las partículas permite agrupaciones más compactas de las nuevas partículas creadas. Como el número de partículas ha aumentado ahora, la fuerza media por contacto decrece realmente. De esta forma la arena se hace cada vez más rígida al aumentar las presiones.

Estos mismos procesos generales se producen en la compresión de todos los suelos granulares, aunque rara-

mente en fases tan diferenciadas. La Fig. 10.4 muestra los resultados obtenidos con varias arenas naturales típicas. El deslizamiento entre partículas puede producirse a cualquier nivel de esfuerzos. La fracturación de las partículas comienza realmente en pequeño grado con presiones muy bajas, pero se va haciendo cada vez más importante al alcanzar una cierta presión crítica. Esta presión crítica es mínima cuando el tamaño de las partículas es grande, el suelo está en estado suelto, las partículas son angulosas, la resistencia de los granos minerales es baja y el suelo tiene una granulometría uniforme.

En la mayoría de los problemas de ingeniería los niveles de esfuerzos suelen ser suficientemente pequeños para que la fractura de las partículas carezca de importancia. En estos problemas, las curvas típicas presión-deformación para compresión confinada son del tipo que aparece en las Figs. 10.3a y 10.3b. En general, la fracturación sólo es importante cuando las presiones superan los 35 kg/cm². Presiones superiores a este valor se producen en presas de tierra muy altas y también en problemas que suponen el hundimiento de extensas zonas como resultado de la extracción de petróleo o agua de estratos profundos. En el caso de enrocamientos uniformes y de gran tamaño, la fracturación suele ser muy importante para presiones de sólo 10 kg/cm². La fracturación de las partículas ha sido estudiada por Roberts (1964), Hendron (1963), Marsal (1963) y Lee y Farhoomand (1967).

Comportamiento en carga y descarga

Como se aprecia en la Fig. 10.5, solamente una parte de la deformación producida al aplicar la carga se recupera en la descarga subsiguiente. Las deformaciones debidas al deslizamiento entre partículas o a la fracturación de éstas son en gran parte irreversibles. La recuperación en la descarga se debe a la energía elástica almacenada en las partículas al cargar el suelo. Sin embargo, existe realmente un cierto deslizamiento inverso entre partículas al descargar.

La Fig. 10.5 muestra también el comportamiento en descarga de una arena sometida a un ciclo de carga-descarga. Para presiones inferiores a la máxima del primer ciclo de carga, la arena tiene una rigidez mucho mayor al volver a cargar que en la primera carga, ya que gran parte del deslizamiento potencial entre partículas ya se ha producido en el primer ciclo. Al volver a cargar la arena con presiones superiores a la máxima del primer ciclo, la curva presión-deformación es esencialmente la misma, como si no hubiera habido una descarga previa.

En la Fig. 10.6 se aprecia el efecto de los ciclos de presiones entre dos límites fijos. Durante los primeros 10 a 50 ciclos, queda una pequeña deformación remanente al final de cada ciclo. Por último, se obtiene un lazo estable de histéresis, con una pequeña o nula deformación permanente para un determinado ciclo de carga (Fig. 10.7a).

Los procesos que tienen lugar en una carga cíclica pueden explicarse partiendo de los resultados del estudio teórico de una agrupación de esferas elásticas (Miller, 1963). Es posible producir una deformación unidimensional de esta agrupación como se indica en la Fig. 10.7c. Las fuerzas normales en los contactos comprimen las esferas, pero se produce el deslizamiento de forma que el movimiento relativo resultante es vertical puro. Al descargar, las partículas recuperan su forma original, produciéndose el deslizamiento en sentido contrario. Durante cada

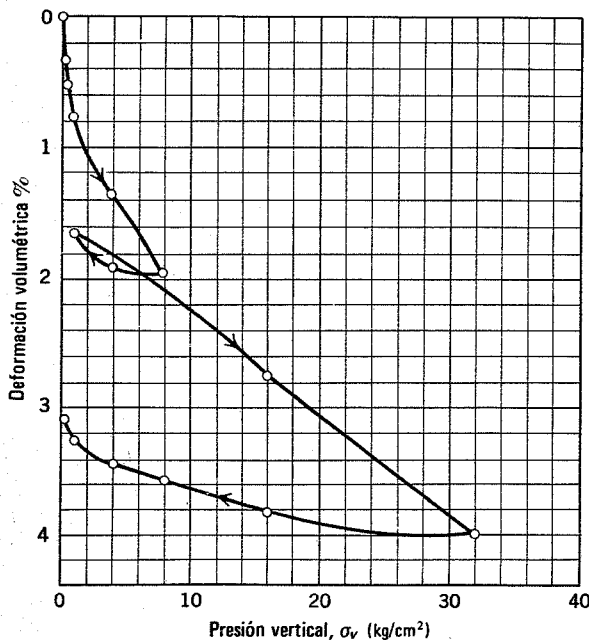


Fig. 10.5. Resultados de un ensayo edométrico en una arena cal-cárea, bien graduada, de Libia.

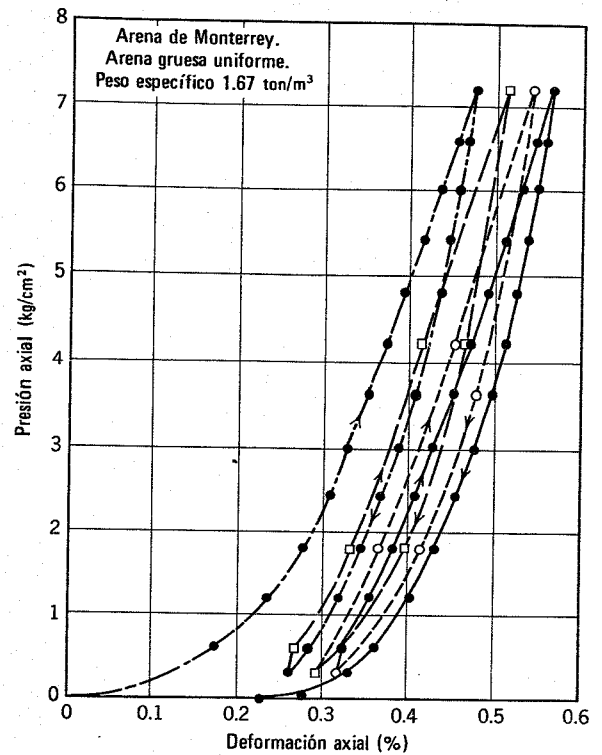


Fig. 10.6. Curvas de esfuerzo-deformación durante varios ciclos de carga en el ensayo edométrico. (Según Seaman y Col., 1963).

ciclo de carga es absorbida una pequeña cantidad de energía. El mismo proceso general debe ocurrir en los suelos reales. Para la mayoría de los problemas de ingeniería, los efectos de tiempo en la compresión de las arenas carecen de importancia práctica. La Fig. 10.8 muestra el comportamiento típico. Excepto el pequeño porcentaje final de la compresión, el resto se produce durante los primeros minutos.

Sin embargo en compresiones bajo presiones suficientemente grandes para producir una fracturación significativa de las partículas, existe un desfase importante, como se aprecia en la curva típica compresión-tiempo de la Fig. 10.9. Para la mayoría de los suelos, esto sólo se produce con presiones muy grandes. Sin embargo, en suelos formados por partículas blandas o ligeramente cementadas, pueden darse efectos de tiempo importantes con las presiones habituales.

Whitman (1963) ha estudiado la importancia de los efectos de tiempo en procesos de carga de muy corta duración.

Superposición de pequeños incrementos de esfuerzo sobre un esfuerzo inicial

El comportamiento esfuerzo-deformación se muestra en la Fig. 10.10. El deslizamiento entre partículas no comienza hasta que el incremento de presiones no sobrepasa un cierto valor crítico. Para incrementos más pequeños, las deformaciones se traducen únicamente en distorsiones elásticas de las partículas individuales (ver Whitman, Miller y Moore 1964).

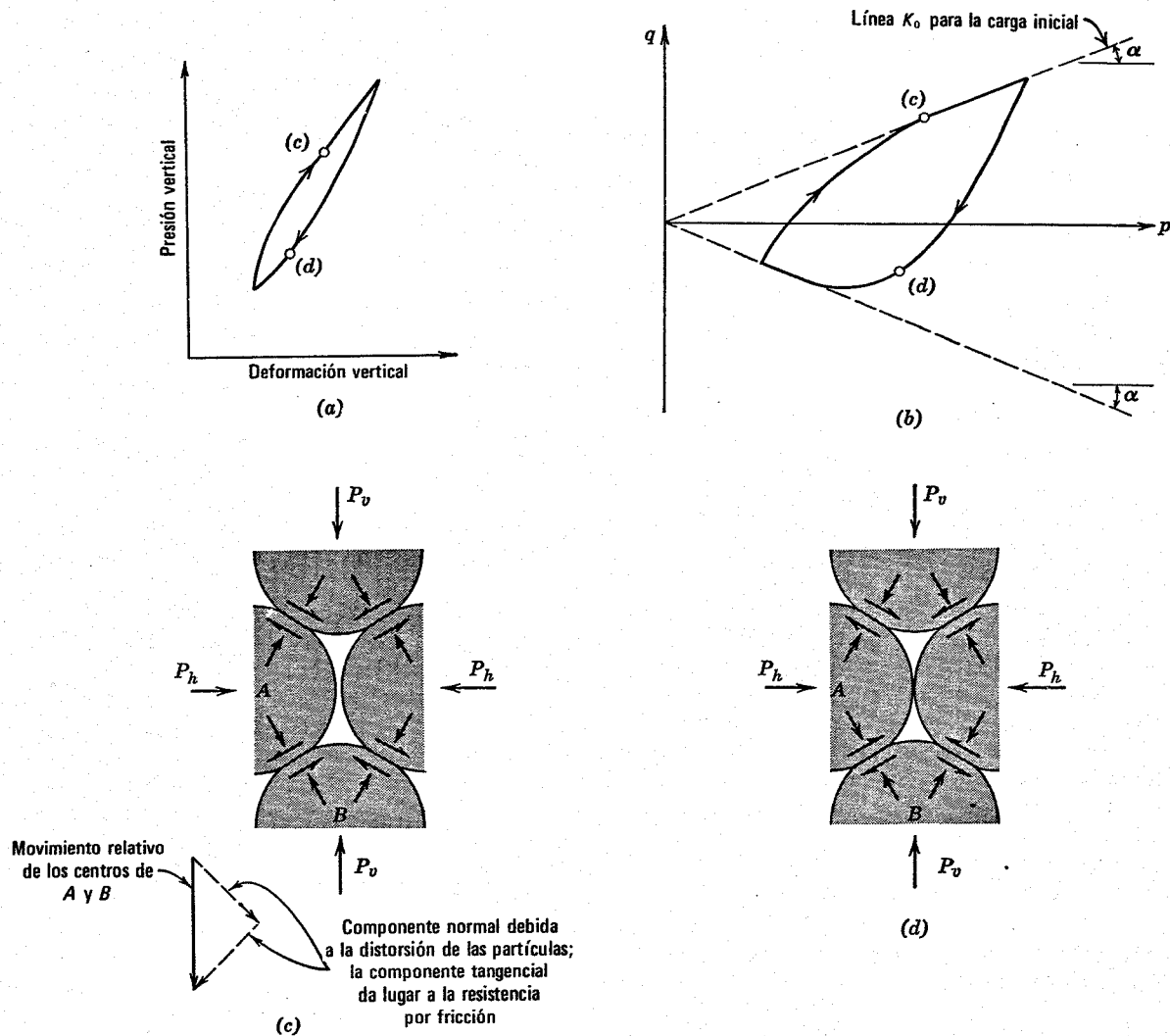


Fig. 10.7. Comportamiento bajo ciclos de compresión confinada. *a)* Lazo de histéresis en un ciclo de compresión. *b)* Trayectoria de esfuerzos. *c)* Aumento de la deformación vertical. Las partículas se deforman en los puntos de contacto y se mueven hacia abajo sin desplazamiento lateral de sus centros. La compatibilidad geométrica exige el deslizamiento y por tanto fuerzas de fricción en el sentido indicado en la figura. Para estas condiciones $P_v > P_h$. *d)* Disminución de la deformación vertical. En la descarga, la energía elástica almacenada en las partículas produce un movimiento hacia arriba de *A* respecto de *B*. Debe producirse un deslizamiento en sentido contrario para mantener la condición de nulo desplazamiento lateral. Por lo tanto $P_v < P_h$.

La presión necesaria para iniciar el deslizamiento entre partículas aumenta con presiones iniciales crecientes y relaciones de vacíos decrecientes. Esta presión crítica aumenta cuando el suelo ha estado fuertemente cargado por procesos previos y es mayor para cargas rápidas que para cargas lentas. Para la mayoría de los problemas ingenieriles esta presión crítica es probablemente inferior a 0.05 kg/cm^2 y por tanto carece de interés práctico. Sin embargo, esta fase inicial del comportamiento esfuerzo-deformación es importante para el estudio de las velocidades de propagación de ondas.

Esfuerzos laterales en compresión confinada

En un proceso de compresión confinada, los movimientos de las partículas se producen, por término medio, en

una sola dirección. Así pues, al sumar las fuerzas tangenciales de contacto para todos los puntos situados sobre una cierta superficie, debería existir una fuerza tangencial neta; es decir, un esfuerzo tangencial neto sobre la superficie. De aquí que, en general, la presión horizontal diferirá de la vertical en un proceso de compresión confinada. La relación entre la presión horizontal y la vertical es por definición K_0 , el coeficiente de presión lateral en reposo.

Cuando un suelo granular se carga por primera vez, las fuerzas de fricción en los puntos de contacto se movilizan en una dirección tal que σ_h es menor que σ_v ; es decir, $K_0 < 1$. El valor de K_0 debe depender de la magnitud de la resistencia por fricción movilizada en los puntos de contacto entre partículas. La Fig. 10.11, muestra datos correspondientes a los valores de K_0 en función del ángulo

de fricción ϕ .¹ Para unos pocos suelos, como la arena del río Sangamón, el valor de K_0 puede predecirse por una ecuación teórica basada en el estudio de una agrupación ideal de esferas elásticas. Sin embargo, los valores experimentales de K_0 vienen mejor representados por la expresión propuesta por Jaky (1944):

$$K_0 = 1 - \text{sen } \phi \quad (10.1)$$

Combinando la ecuación 10.1 con la 8.10 que define la pendiente β de la trayectoria K_0 , se llega a

$$\tan \beta = \frac{\text{sen } \phi}{2 - \text{sen } \phi} \quad (10.2)$$

y

$$\text{sen } \phi = \frac{2 \tan \beta}{1 + \tan \beta} \quad (10.3)$$

Como se indicó en la Fig. 10.7d la dirección de las fuerzas de fricción en los puntos de contacto entre partículas comienza a invertirse al descargar. Para una presión vertical dada, la presión horizontal será mayor en la descarga que en la carga inicial. En las últimas fases de la descarga, la presión horizontal puede incluso superar a la vertical. Este proceso demuestra por los datos experimentales recogidos en la Fig. 10.12. Al volver a cargar un suelo, el coeficiente de presión lateral comienza generalmente con un valor superior al dado por la ecuación 10.1, disminuyendo después hasta este valor al aumentar la presión. En ciclos de carga y descarga, la trayectoria de esfuerzos será como la indicada en la Fig. 10.7b, con un coeficiente de presión lateral oscilando alternativamente entre K_0 y $1/K_0$.

10.4 COMPORTAMIENTO ESFUERZO-DEFORMACION EN COMPRESION TRIAXIAL

La Fig. 10.13 muestra una serie típica de datos de una prueba triaxial realizada en arena. La trayectoria de es-

¹ ϕ se definirá en el capítulo 11; corresponde al ángulo de fricción para el máximo de la curva esfuerzo-deformación.

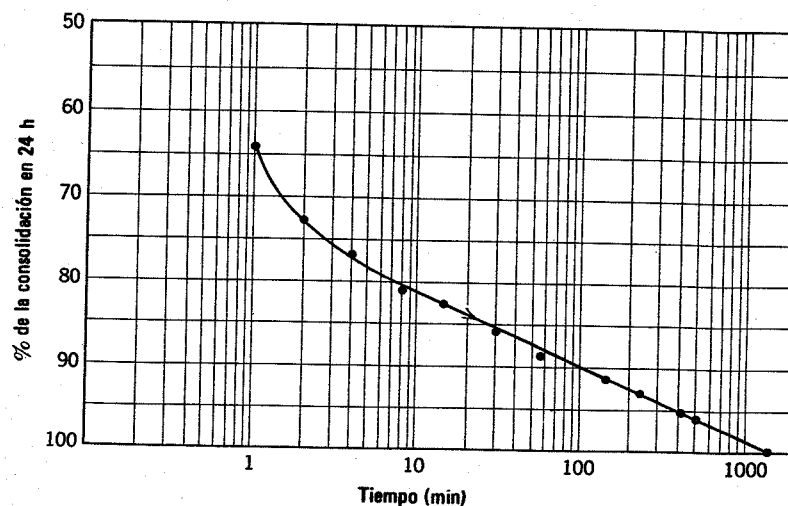


Fig. 10.9. Curva típica de consolidación en una prueba bajo elevadas presiones (Según Roberts, 1964).

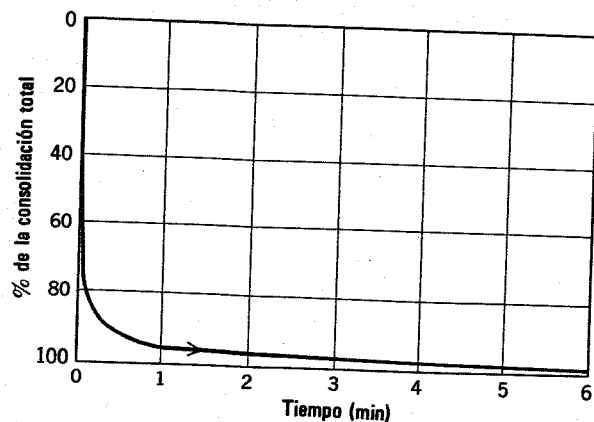


Fig. 10.8. Curva de consolidación para un incremento de carga típico en arena (Según Taylor, 1948).

fuerzos de esta prueba se da en la Fig. 10.14. La muestra se comprimió primeramente de forma isótropa con una presión de cámara de 1 kg/cm^2 . A continuación se aumentó el esfuerzo vertical (axial), manteniendo constante el esfuerzo horizontal (presión de la cámara).

La Fig. 10.13 representa q igual a la mitad del esfuerzo desviador, en función de la deformación vertical (axial). Esta relación esfuerzo-deformación presenta una cierta curvatura para deformaciones muy pequeñas, llegando a un máximo para una deformación de aproximadamente el 3%. La resistencia del suelo disminuyó entonces gradualmente hasta que esta prueba se detuvo arbitrariamente para una deformación del 11.6%. Si la prueba se hubiera prolongado hasta mayores deformaciones, la curva esfuerzo-deformación habría tendido asintóticamente a un valor constante de los esfuerzos. Para entender mejor este comportamiento esfuerzo-deformación conviene definir tres fases en el proceso de deformación:

1. La fase inicial, en la que las deformaciones son muy pequeñas. Para la prueba de la Fig. 10.13 este intervalo llega hasta una deformación de aproximadamente 0.25%.

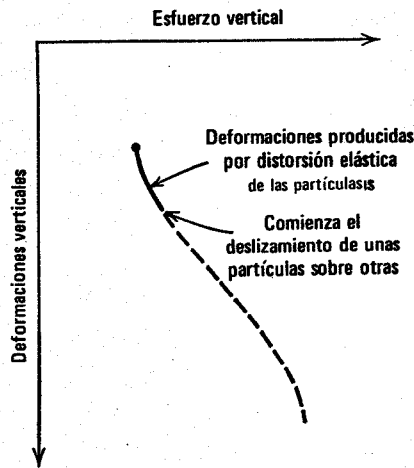


Fig. 10.10. Comportamiento del suelo al incrementar ligeramente los esfuerzos iniciales.

2. Un intervalo que comienza cuando la muestra empieza a ceder y que incluye el máximo de la curva y la disminución gradual de resistencia después de este máximo. Para la prueba citada este intervalo comprende desde 0.25% hasta el final.
3. Una fase final en la que la resistencia es constante aunque continúe la deformación. Esta fase se denomina estado *final, último o residual*.

Comportamiento en la fase de carga inicial

Durante la fase inicial el volumen de la muestra disminuye ligeramente como se aprecia en la Fig. 10.13. La parte (c) de la figura muestra que la probeta se abomba ligeramente de modo que la deformación horizontal es negativa, aunque numéricamente la deformación horizontal es menor que la vertical.

Este es exactamente el comportamiento que puede esperarse al aumentar los esfuerzos de compresión. En esta fase las partículas se reajustan pasando a una agrupación

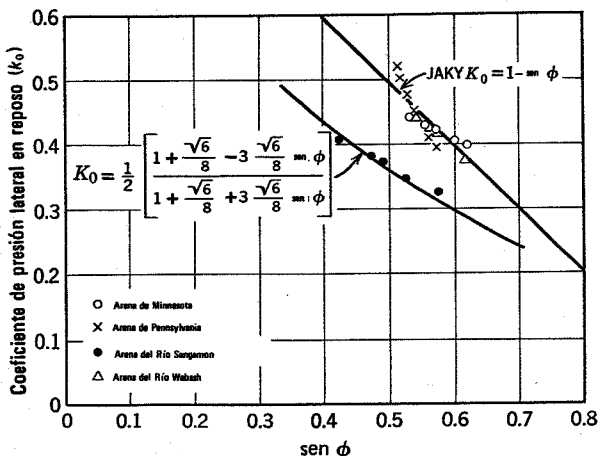


Fig. 10.11. Coeficiente de presión lateral en reposo, en función del ángulo de fricción para el primer ciclo de carga (según Hendron, 1963).

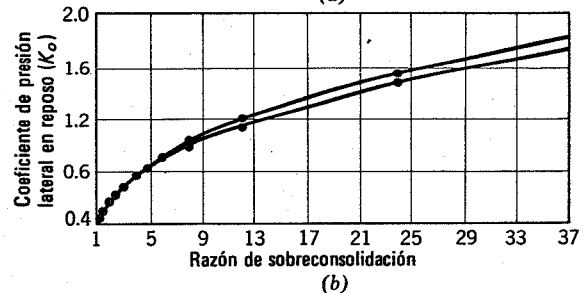
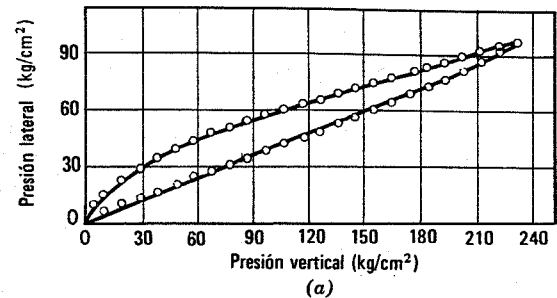


Fig. 10.12. Presiones laterales producidas en compresión unidimensional. Arena de Minnesota; $e_0 = 0.62$, $D_r = 0.34$ (Según Hendron, 1963).

más compacta. El comportamiento general es muy semejante al que se da en compresión isotrópica o confinada. La Fig. 10.15 compara el comportamiento esfuerzo-deformación en compresión isotrópica, confinada y triaxial de muestras idénticas que tenían inicialmente la misma relación de vacíos y soportaban el mismo esfuerzo vertical.

Comportamiento en las proximidades de la resistencia máxima:*

En esta fase el suelo falla. El esfuerzo desviador correspondiente al máximo de la curva esfuerzo-deformación se denomina resistencia máxima o *resistencia a compresión* del suelo. El valor de q en el punto máximo (es decir, la mitad de la resistencia a compresión) está en relación directa con la resistencia al corte del suelo.

El comportamiento en esta fase es bastante diferente del de la fase inicial y puede explicarse estudiando la deformación de una agrupación plana de esferas rígidas. La Fig. 10.16d, muestra un elemento unitario de una agrupación compacta. Cuando este elemento se comprime verticalmente, sólo se pueden producir deformaciones si las esferas C y D se desplazan lateralmente. Este tipo de movimiento debe estar acompañado por un incremento del volumen de la agrupación, como puede verse comparando los poros de las partes (a) y (b) de la figura. La Fig. 10.13b muestra que un incremento de volumen de este tipo se produce al cargar los suelos reales. Constituye un hecho notable que al comprimir una arena compacta, en una dirección, aumenta realmente de volumen. Este hecho fue observado e investigado por primera vez por Osbourne

* Aunque se han propuesto varios nombres para la resistencia correspondiente al máximo (*peak*) de la curva esfuerzo-deformación, preferimos hablar de "resistencia máxima", aunque evidentemente no se trata de la máxima absoluta que puede desarrollar el suelo. (N.T.).

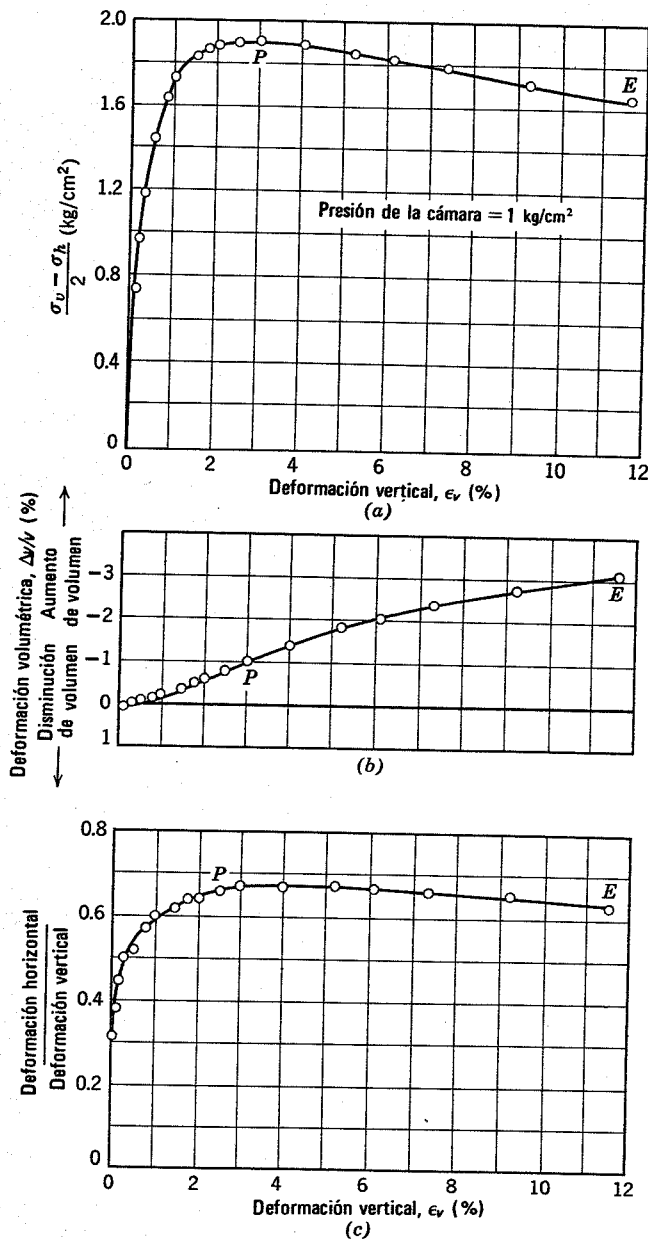


Fig. 10.13. Resultados de una prueba de compresión triaxial en una arena calcárea bien graduada de Libia.

Reynolds (1885). Reynolds aplicó el nombre de *dilatancia* a este efecto de aumento de volumen.

La agrupación plana de esferas sirve también para estudiar las condiciones que existen en torno al máximo de la curva esfuerzo-deformación y para explicar la disminución de resistencia después de este máximo (Rowe, 1962). Sin embargo, estos aspectos del comportamiento pueden estudiarse más fácilmente mediante los diagramas de la Fig. 10.17, que ilustran el concepto de *encaje* ("interlocking").

La Fig. 10.17a muestra partículas de un suelo deslizándose sobre una superficie lisa. Este es el caso ya comentado en el capítulo 6 y para esta situación la resistencia al corte viene dada por ϕ_μ ángulo de fricción entre las partículas. Sin embargo, en los suelos reales es más semejante el proceso al que aparece en las partes (b) y (c) de la figura: unas partículas de suelo están en contacto con otras y los

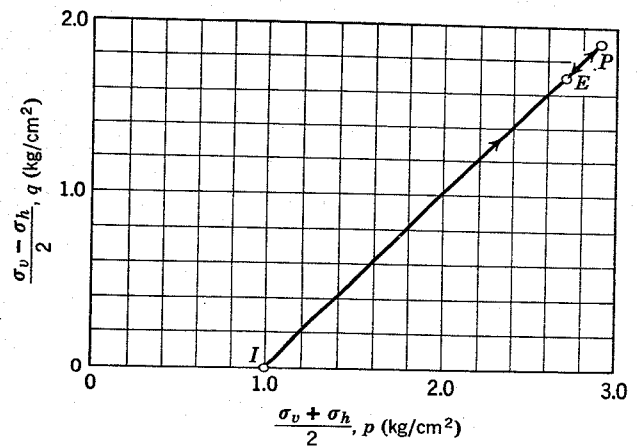


Fig. 10.14. Trayectoria de esfuerzos en una prueba triaxial estándar para una arena de Libia bien graduada.

planos que pasan por los puntos de contacto están inclinados respecto a la horizontal. Para que se produzca una falla por corte entre partículas no sólo es necesario, por tanto, vencer la fricción entre partículas sino que, además, debe hacerse que las partículas se desplacen unas respecto a otras.

De aquí que la resistencia al corte de una masa de suelo real se compone de dos partes: una, cuya magnitud viene determinada por ϕ_μ y otra que depende del grado de encaje. Cuanto mayor sea el grado de encaje mayor será la resistencia total al corte. Así pues, para un valor dado de la fuerza normal \bar{N} , la fuerza tangencial T necesaria para que comience el deslizamiento será mayor en el caso de la Fig. 10.17c que en el de la 10.17b.

Para los casos representados en las partes (b) y (c) de la Fig. 10.17, las placas deben comenzar a separarse en cuanto se inicia el movimiento de deslizamiento entre las mismas. Al progresar el movimiento de corte, el grado de encaje debe disminuir y por tanto la fuerza tangencial necesaria para mantener el movimiento también será menor. Así pues, si comenzamos con la agrupación muy encajada de la Fig. 10.17c provocando un movimiento de corte, la agrupación tenderá a parecerse cada vez más a la representada en la parte (b) de la figura.

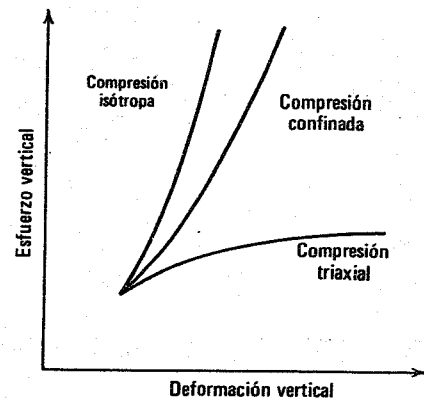


Fig. 10.15. Comparación entre las curvas esfuerzo-deformación para tres tipos de compresión.

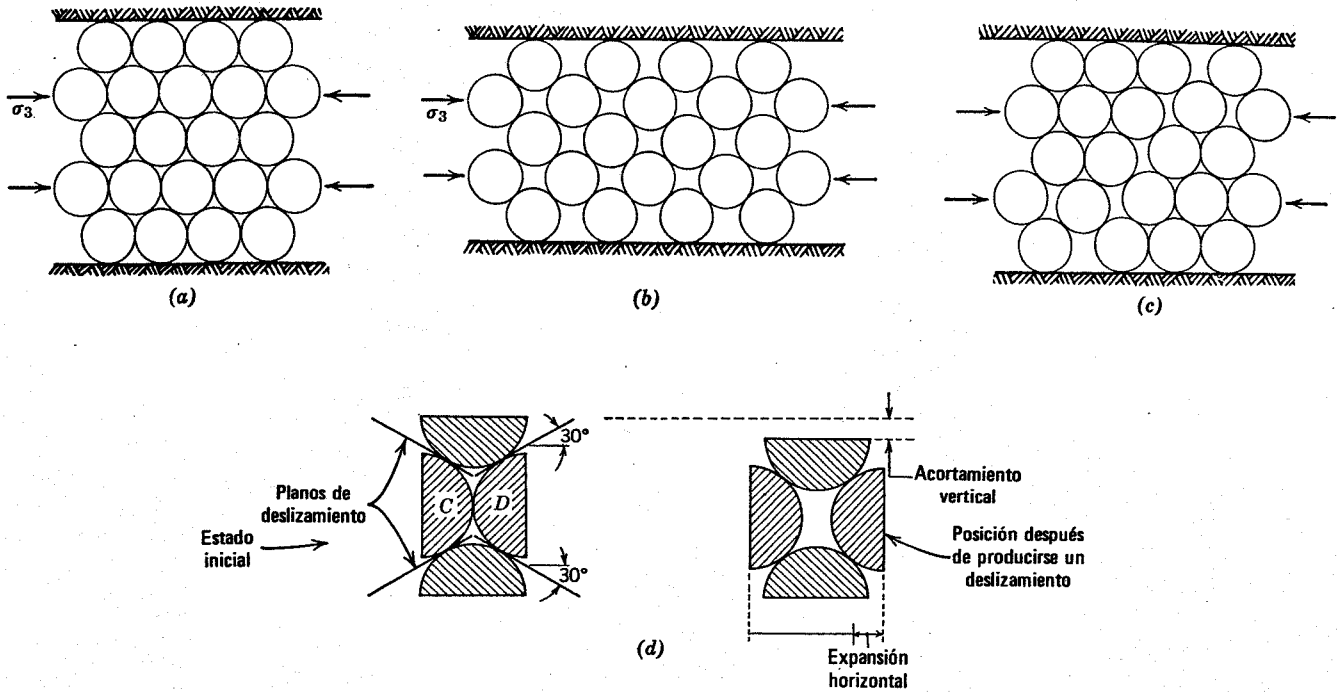


Fig. 10.16. Deformaciones en una agrupación irregular de esferas. a) Agrupación inicialmente compacta. b) Estado más suelto posible-deformaciones uniformes. c) Estado suelto-deformaciones no uniformes. d) Comportamiento de unidad elemental.

Si los conceptos anteriores referentes a la dilatancia y al encaje entre partículas son correctos, la relación de vacíos inicial debería tener una gran influencia sobre las curvas esfuerzo-deformación en compresión triaxial, los datos de la fig. 10.18 muestran que esto es cierto. Para la muestra compacta, la curva que relaciona el esfuerzo desviador con la deformación axial muestra un máximo pronunciado y el esfuerzo disminuye a partir de este punto. Por otro lado, la curva correspondiente a la muestra en estado suelto no presenta un máximo y el esfuerzo desviador permanece prácticamente constante al proseguir la deformación, una vez que se ha alcanzado la resistencia máxima. Además, la muestra compacta aumenta de volumen en un grado importante al sufrir la deformación. Por otro lado, la muestra suelta disminuye primeramente de volumen, dilatándose a continuación y por último termina prácticamente con el mismo volumen inicial.

Los siguientes esquemas de comportamiento pueden predecirse a partir del concepto de dilatancia y encaje:

1. Cuanto más compacta es la arena, mayor es el grado de encaje y, por tanto, el esfuerzo desviador y el ángulo de fricción.
2. Cuanto más compacta sea la arena mayor será el incremento de volumen que se producirá.
3. Al dilatarse la arena la resistencia a la deformación disminuye.
4. Esta disminución es más marcada en las muestras más compactas.

Volveremos a tratar estas importantes cuestiones en el capítulo 11.

Estado final

Al final del proceso, el encaje entre las partículas de suelo ha disminuido hasta un punto tal que la deformación por corte puede progresar sin posterior aumento de volumen. La relación de vacíos en esta fase es independiente de la relación de vacíos inicial antes de comenzar el proceso de corte.

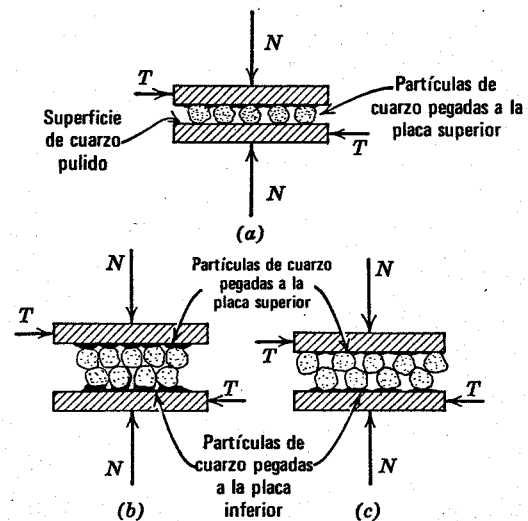


Fig. 10.17. Ejemplos de encaje entre superficies. a) Superficie de deslizamiento lisa. b) Superficies ligeramente encajadas. c) Superficies muy encajadas.

Efecto de la carga y descarga

La Fig. 10.19 muestra algunas curvas típicas esfuerzo-deformación obtenidas en ciclos sucesivos de carga y descarga. Las características generales de estas curvas son semejantes a las obtenidas en compresión unidimensional.

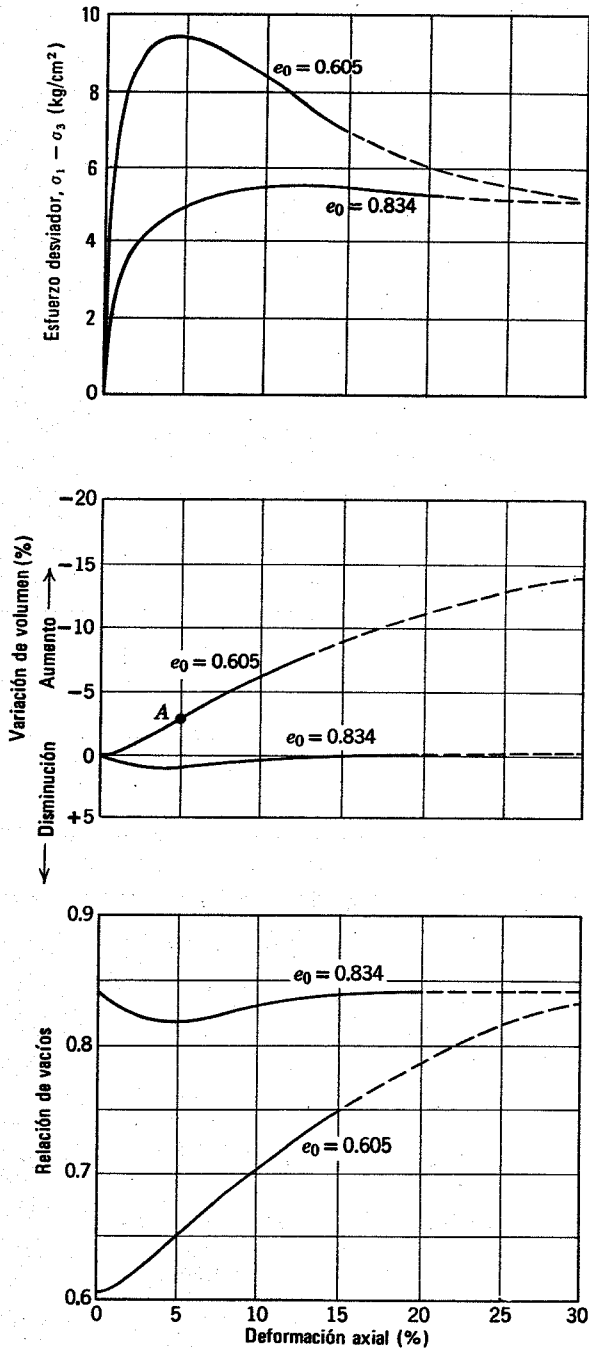


Fig. 10.18. Curvas esfuerzo-deformación para muestras sueltas y compactas de arena fina a media. $\sigma_3 = 2.1 \text{ kg/cm}^2$, $e_0 = 0.605 \approx 100\% D_r$; $e_0 = 0.834 \approx 20\% D_r$. Línea continua, datos reales; línea de trazos, extrapolaciones basadas en resultados de otras pruebas. (Según Taylor, 1948).

10.5 COMPORTAMIENTO EN OTROS CASOS DE CARGA

Los estados de carga sobre elementos de suelo en el terreno no coincidirán exactamente ni con el caso triaxial estándar ni con el de compresión triaxial o confinada. Sin embargo, el estudio del comportamiento en ambos casos ha revelado las características esenciales de las relaciones esfuerzo-deformación en suelos granulares secos. Generalmente será posible deducir las características esfuerzo-deformación que existirán en los casos de carga real a partir de las expuestas en las secciones 10.3 y 10.4.

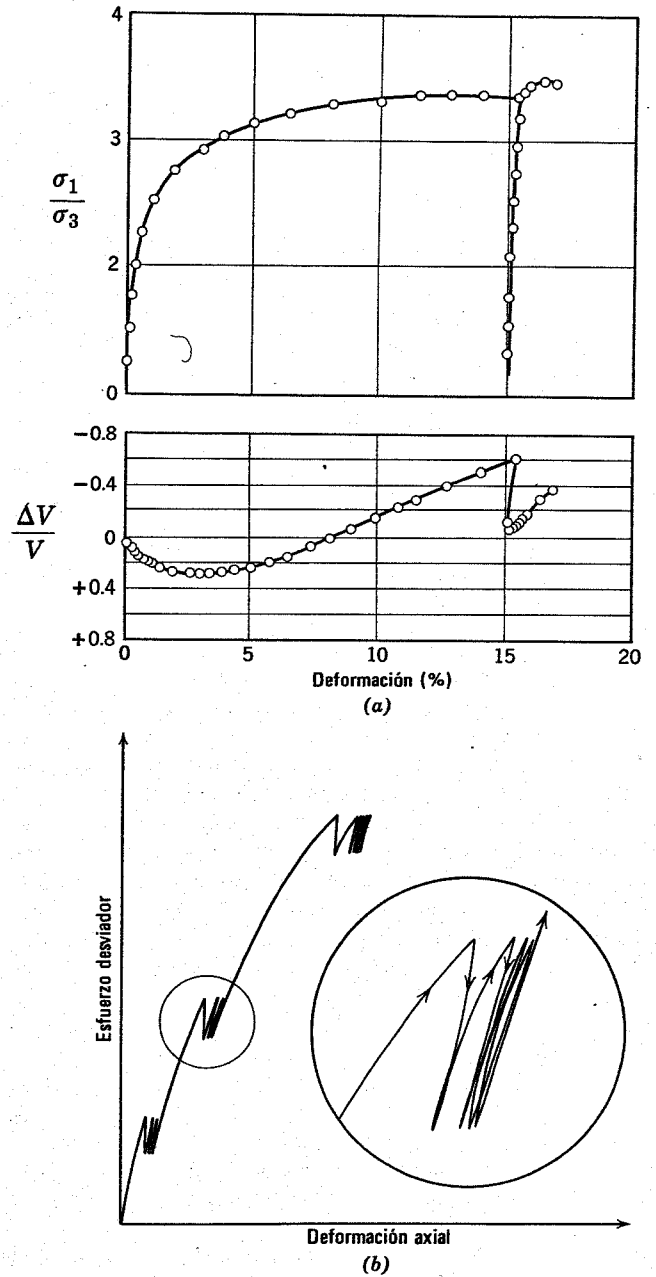


Fig. 10.19. Comportamiento en diversos ciclos de carga durante la prueba triaxial. a) Según Rowe, 1962. b) Según Shannon y Col., 1959.

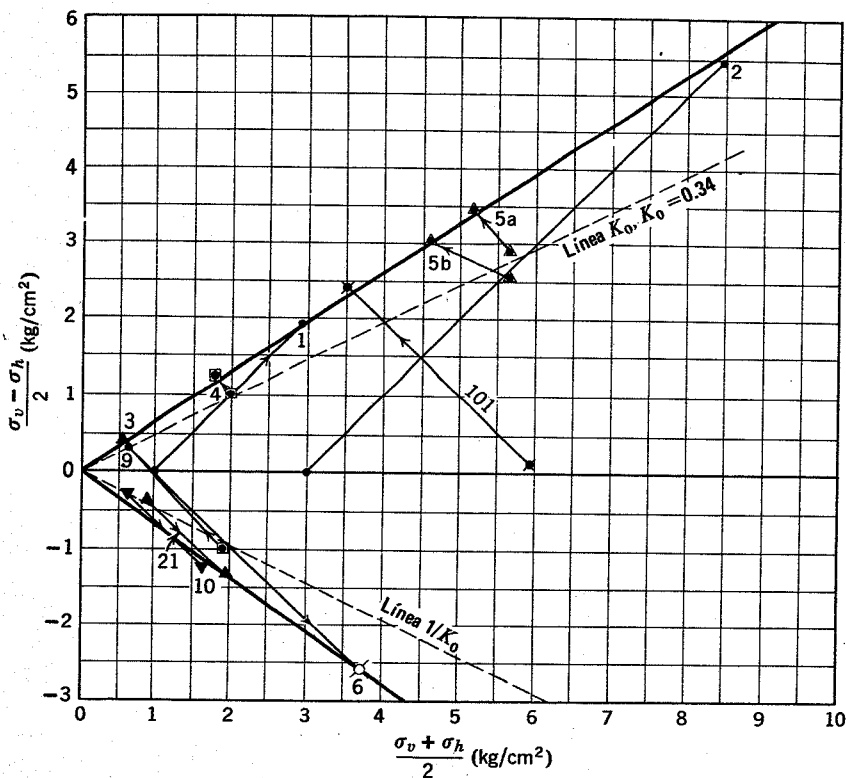


Fig. 10.20. Trayectorias de esfuerzos para distintos tipos de carga.

Por ejemplo, las Figs. 10.20 y 10.21 muestran las trayectorias de esfuerzos para diversos estados de carga que pueden conseguirse en una cámara triaxial. Las Figs. 10.22 y 10.23 muestran los datos esfuerzo-deformación resultantes. Por conveniencia del dibujo, los valores de q se han dividido por el esfuerzo vertical σ_{v0} al comienzo de la prueba. Resulta provechoso un estudio cuidadoso de estas figuras, en especial de los datos referentes a las variaciones de volumen y a las deformaciones horizontales.

Comportamiento en la prueba de corte directo

El comportamiento general en las pruebas de corte directo es exactamente igual al observado en las pruebas de corte directo en arena suelta. Los resultados de una arena compacta mostrarían una curva esfuerzo-deformación con un máximo, y

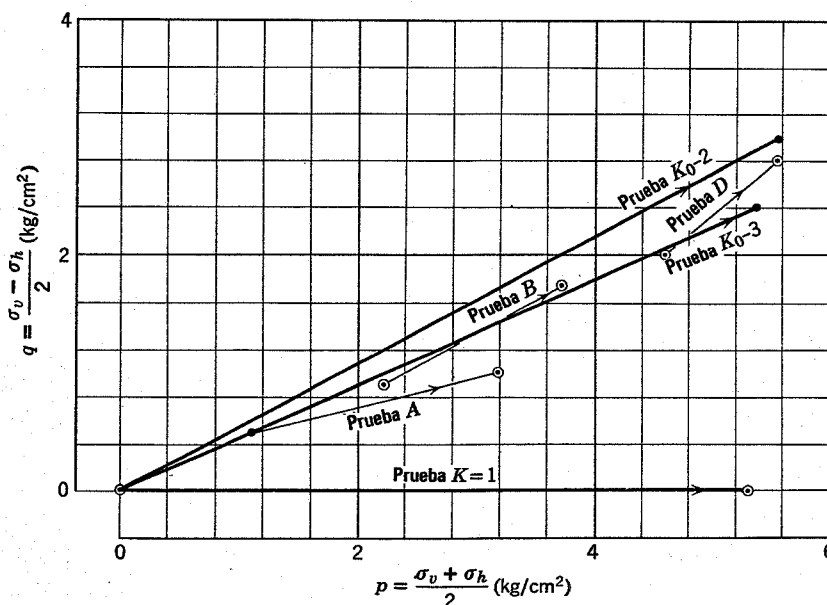


Fig. 10.21. Trayectorias de esfuerzos en estados de carga sin llegar a la falla.

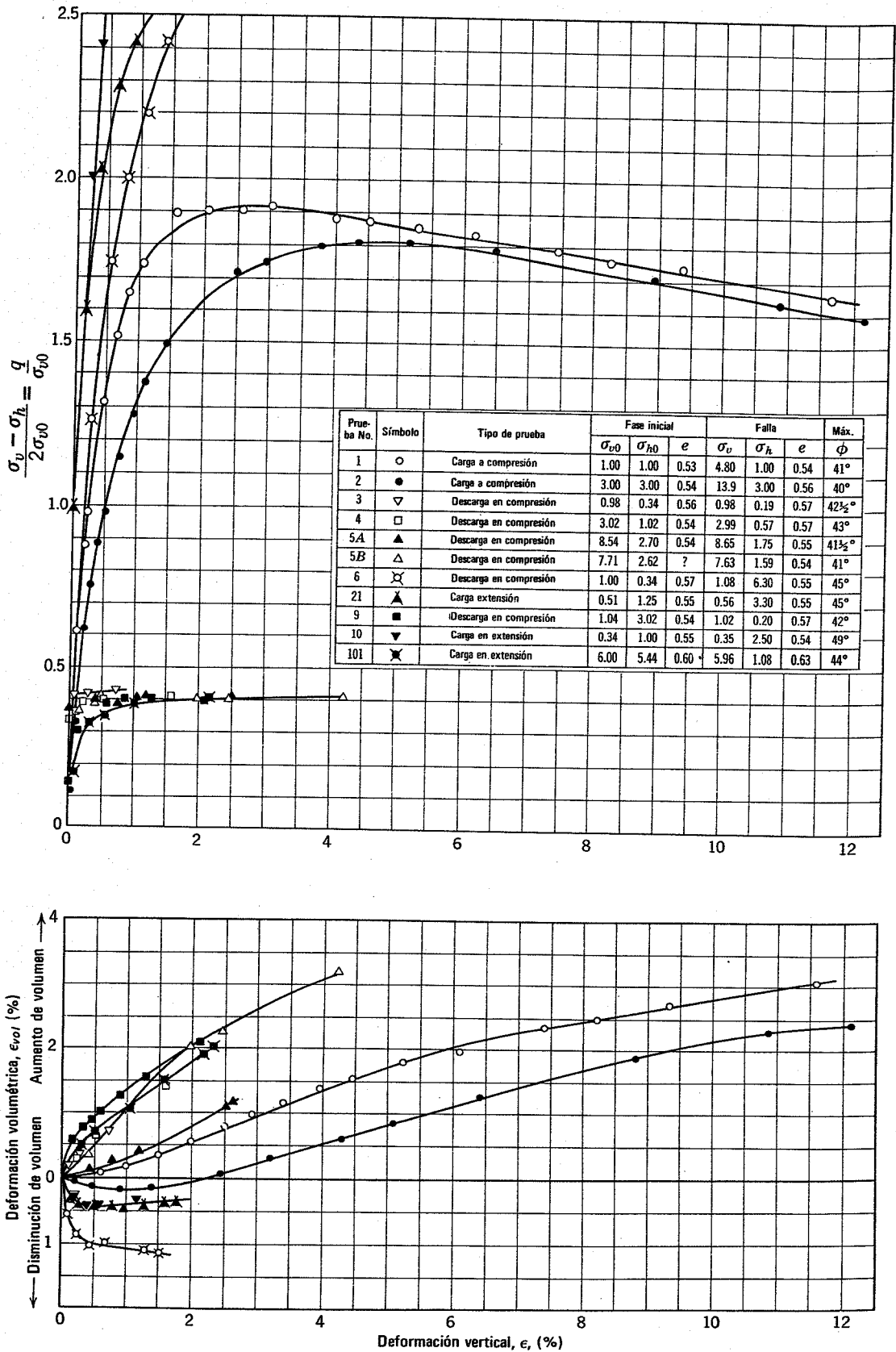


Fig. 10.22. Datos esfuerzo-deformación para diversos estados de carga.

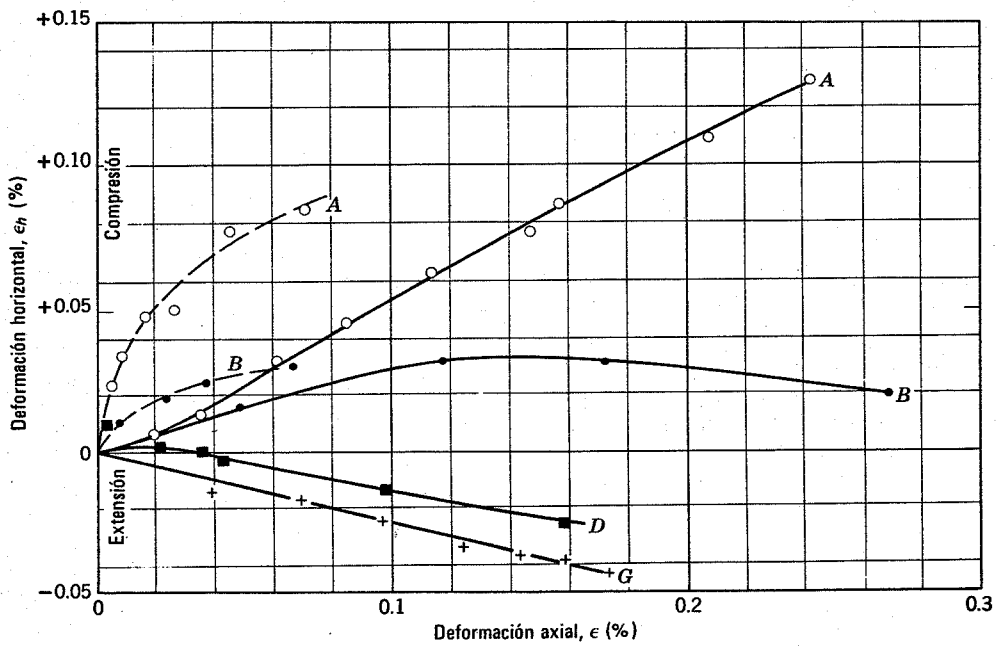
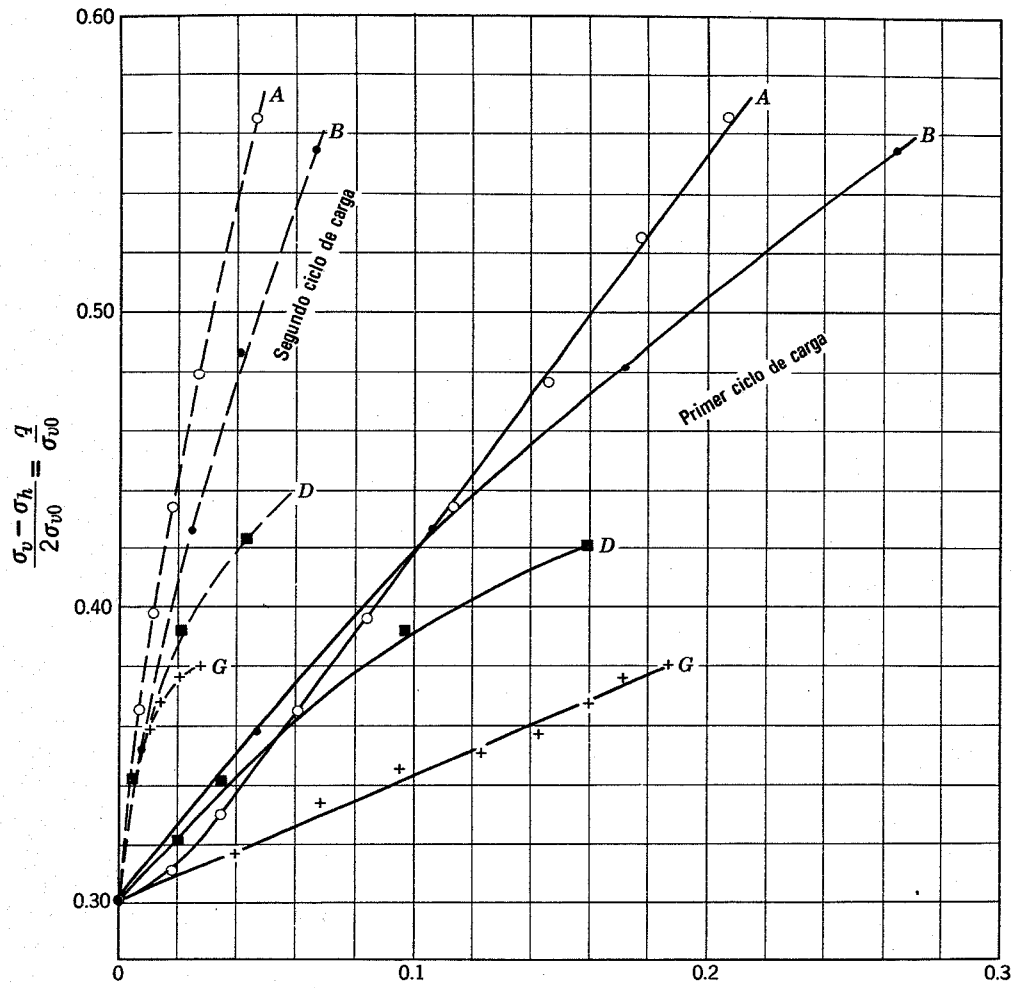


Fig. 10.23. Datos esfuerzo-deformación para cargas sin llegar a la falla.

un incremento de la altura de la muestra durante el proceso de corte.

En la prueba habitual de corte directo, la mayor parte de la distorsión se produce en una delgada zona de espesor desconocido. La deformación en esta zona, que determina la resistencia al corte, es por tanto bastante diferente que el desplazamiento entre las dos partes del aparato de corte, dividido por la altura de la muestra. Por esta razón es muy difícil obtener de la prueba de corte directo datos esfuerzo-deformación que no sean cualitativos.

10.6 RESUMEN DE PUNTOS PRINCIPALES

En este capítulo se ha explicado teóricamente e ilustrado experimentalmente el mecanismo de deformación de suelos granulares y las características más importantes del comportamiento esfuerzo-deformación. La causa principal de la deformación, excepto en el caso de deformaciones muy pequeñas, es el movimiento relativo (de fricción y rodadura) entre partículas. Las deformaciones de las partículas son también importantes por cuanto permiten que se produzcan movimientos relativos. La rotura y fracturación de las partículas es especialmente importante para presiones superiores a unos 35 kg/cm^2 . Para deformaciones muy pequeñas sólo se produce la deformación elástica de las partículas.

1. Tanto en compresión triaxial como confinada se presentan las siguientes características del comportamiento esfuerzo-deformación:
 - a) Una curva esfuerzo-deformación marcadamente no lineal.
 - b) Un lazo de histéresis en la curva esfuerzo-deformación.
 - c) Una deformación neta de compresión producida por un ciclo de carga y descarga.
 - d) Una rigidez creciente por efecto de los ciclos de carga y descarga.
2. En compresión confinada se advierten las siguientes características.
 - a) El aumento de rigidez con presiones crecientes (excepto posiblemente para variaciones de presión muy pequeñas).
 - b) K_0 es aproximadamente constante e igual a $1 - \sin \phi$ durante el primer ciclo de carga, pero aumenta progresivamente al descargar.
3. Las características de la compresión triaxial son:
 - a) La rigidez disminuye al aumentar los esfuerzos hasta que se alcanza la resistencia máxima.

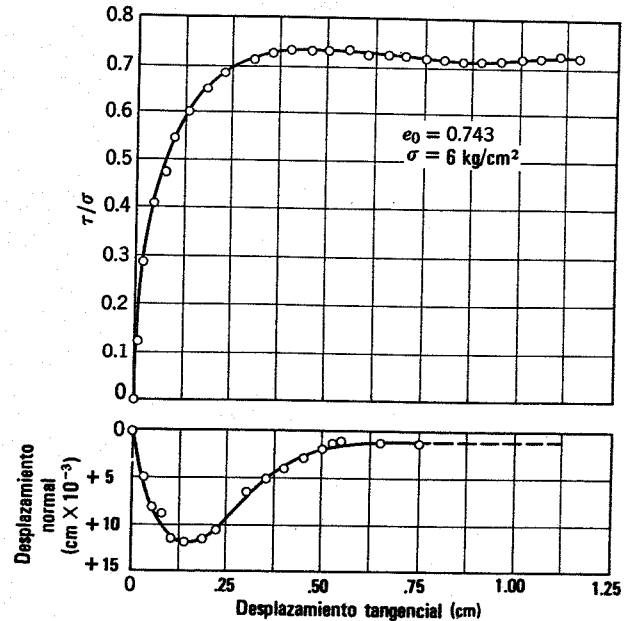


Fig. 10.24. Resultados típicos de una prueba de corte directo en arena suelta.

- b) En compresión las arenas compactas tienden a aumentar de volumen mientras que las arenas sueltas experimentan escaso cambio de volumen.
- c) Las arenas compactas pierden resistencia cuando se deforman más allá de la resistencia máxima, no sucediendo esto en las arenas sueltas.

Hasta el momento el estudio del comportamiento esfuerzo-deformación ha sido principalmente cualitativo. Hemos evitado decir la resistencia que tiene un suelo o cuál es la magnitud de su rigidez. En los dos capítulos siguientes volveremos a la consideración cuantitativa del proceso esfuerzo-deformación, en primer lugar respecto a la resistencia y después en lo referente a la rigidez.

PROBLEMAS

10.1 Representar las trayectorias de esfuerzos para el ciclo de carga y descarga de la Fig. 10.12a.

10.2 Mediante los datos de la Fig. 10.13, para una deformación vertical del 4%, demostrar que el valor de la deformación horizontal está de acuerdo con el cambio de volumen. ¿Cuál sería la deformación horizontal si no hubiera habido cambio de volumen?

10.3 Mediante los datos de carga D de la Fig. 10.23, deducir si el suelo aumentará o disminuirá de volumen.

CAPITULO 11

Resistencia al esfuerzo cortante de los suelos granulares

Se estudian en este capítulo diversos factores que determinan la resistencia al esfuerzo cortante* de un suelo granular seco. Estos factores se dividen en dos grupos generales.

~~El primer grupo~~ comprende aquellos factores que influyen sobre la resistencia al corte de un suelo determinado: la relación de vacíos, la presión de confinamiento, la velocidad de carga, etc. Es necesario comprender la influencia de estos factores para poder elegir la resistencia más apropiada a determinar para un problema práctico. De estos factores, la relación de vacíos y la presión de confinamiento son con mucho los más importantes. La influencia de la porosidad (o de la relación de vacíos) ya se ha mencionado en el capítulo 10. En este capítulo, empezaremos estudiando la influencia de la presión de confinamiento.

~~El segundo grupo~~ incluye aquellos factores que hacen que la resistencia de un suelo difiera de la de otro, incluso para la misma presión de confinamiento y relación de vacíos: el tamaño, la forma y la granulometría de las partículas que constituyen el suelo. El conocimiento de la influencia de estos factores es importante para seleccionar suelos para terraplenes, presas, capas de pavimento, etc.

11.1 INFLUENCIA DE LA PRESION DE CONFINAMIENTO

Un programa típico de pruebas triaxiales para establecer la influencia de la presión de confinamiento sobre la resistencia al corte supone los siguientes pasos: *a*) preparación de dos o más probetas cilíndricas de un suelo dado, todas con la misma relación de vacíos; *b*) colocación de las probetas en cámaras triaxiales, sometiendo cada una de ellas a diferente presión de confinamiento $\sigma_{ho} = \sigma_{vo}$; y *c*) carga de cada probeta axialmente, registrando las deformaciones verticales y los cambios de volumen resultantes.

Las curvas de la Fig. 10.22, pruebas 1 y 2, muestran los resultados típicos de pruebas de este tipo. Con objeto de aclarar la influencia de la presión de confinamiento, las curvas esfuerzo-deformación se han normalizado respecto a la presión de confinamiento; es decir, el valor de q para

una deformación cualquiera se ha dividido por σ_{vo} . Las curvas normalizadas para estas dos pruebas son muy semejantes en forma y magnitud. Sin embargo, existen ciertas características importantes que deben advertirse.

1. Al aumentar σ_{vo} , el esfuerzo máximo normalizado disminuye ligeramente. Existe un ligero aumento de la deformación al llegar a este valor máximo.
2. El esfuerzo normalizado en estado final es más o menos independiente de σ_{vo} .
3. El aumento de volumen es menor en el caso de la prueba con mayor presión de confinamiento.

Esta serie de resultados puede explicarse de dos formas.

En primer lugar, el suelo granular tiene fricción. La resistencia al deslizamiento en cada punto de contacto es proporcional a la fuerza normal en dicho contacto y por tanto la resistencia total aumenta con la presión de confinamiento.

En segundo lugar, el acomodo encaje de las partículas también contribuye a la resistencia general. La naturaleza e importancia de este encaje se comentó en el capítulo 10. El encaje disminuye al aumentar la presión de confinamiento ya que las partículas se aplastan en los puntos de contacto, se rompen los bordes agudos y las partículas se parten. Incluso aunque estos efectos den lugar a una probeta más compacta, facilitan el que se produzcan deformaciones de corte.

Así pues, el suelo granular es un material friccional, pero se diferencia del comportamiento friccional puro por la influencia de la presión de confinamiento sobre el encaje de las partículas. El suelo empleado para obtener los datos de la Fig. 10.22 se componía de partículas de caliza blanda con cierta tendencia a la fractura, con lo cual resulta aún más evidente la divergencia respecto al simple comportamiento friccional. Para una arena formada por partículas de cuarzo, las curvas normalizadas esfuerzo-deformación y las de cambio de volumen habrían sido prácticamente idénticas para ambas presiones de confinamiento. La desviación respecto al comportamiento friccional puro disminuye al emplear presiones de confinamiento ligeramente diferentes entre sí, mientras que se puede hacer resaltar empleando una presión de confinamiento muy pequeña y otra muy grande.

* Por brevedad utilizaremos generalmente la expresión "resistencia al corte". (N.T)

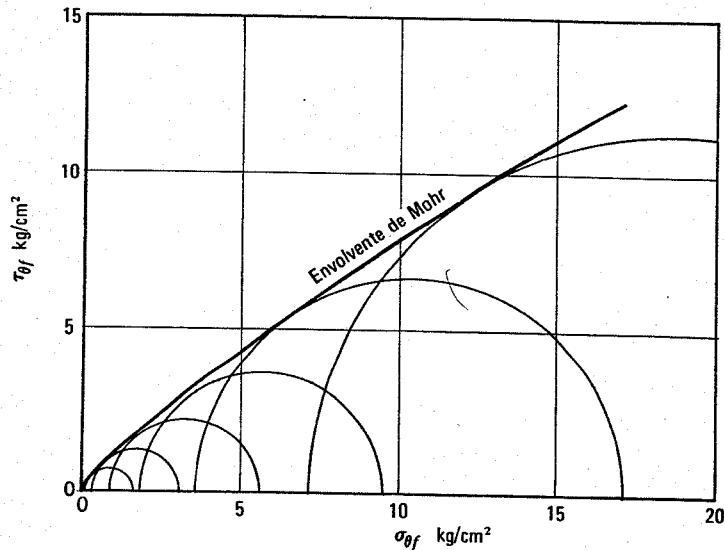


Fig. 11.1. Envolvente de Mohr de una mezcla de arena y grava (datos de Holtz y Gibbs, 1956).

Teoría de falla de Mohr-Coulomb

La resistencia de un suelo se suele definir en función de los esfuerzos desarrollados en el máximo de la curva esfuerzo-deformación (punto *P* de la Fig. 10.13). La Fig. 11.1 muestra un método para representar la resistencia. Los datos proceden de 6 pruebas triaxiales, cada una con una presión de confinamiento diferente, sobre una mezcla de grava y arena.

En primer lugar, se han dibujado los círculos de Mohr para representar los estados de esfuerzos en los puntos máximos de las curvas esfuerzo-deformación¹. Los sub-índices *f* indican que el estado es de falla o rotura. A continuación se traza una línea tangente a los círculos de Mohr. Esta línea se denomina *envolvente de Mohr*, en honor de Otto Mohr, que fue el primero en plantear la teoría general de la resistencia en 1882. El significado físico de la envolvente de Mohr puede entenderse por las siguientes consideraciones.

1. Si el círculo de Mohr para un determinado estado de esfuerzos queda totalmente por debajo de la en-

volvente, el suelo será estable para ese estado de esfuerzos.

2. Si el círculo de Mohr es tangente a la envolvente, se habrá alcanzado la resistencia máxima del suelo en un determinado plano a través del mismo. Este caso se muestra en la Fig. 11.2 El estado límite de esfuerzos se ha alcanzado en un plano que forma un ángulo θ_{cr} con el plano sobre el que actúa el esfuerzo principal mayor. Este plano se denomina *plano de falla*. Los esfuerzos sobre este plano se designan por σ_{ff} y τ_{ff} esfuerzos normal y tangencial respectivamente sobre el plano de falla en el estado de falla.
3. No es posible mantener en el interior de un suelo un estado de esfuerzos cuyo círculo de Mohr corte a la envolvente correspondiente a ese suelo. Cualquier intento de imponer ese estado de esfuerzos daría lugar a deformaciones ilimitadas, es decir a la falla.

La envolvente de Mohr puede escribirse en forma funcional de la manera siguiente:

$$\tau_{ff} = f(\sigma_{ff}) \tag{11.1}$$

¹ Por conveniencias solamente se representa la mitad superior del diagrama de Mohr; este diagrama es simétrico respecto al eje horizontal.

La envolvente de Mohr que aparece en la Fig. 11.1 es una curva. Esto suele suceder en suelos granulares en

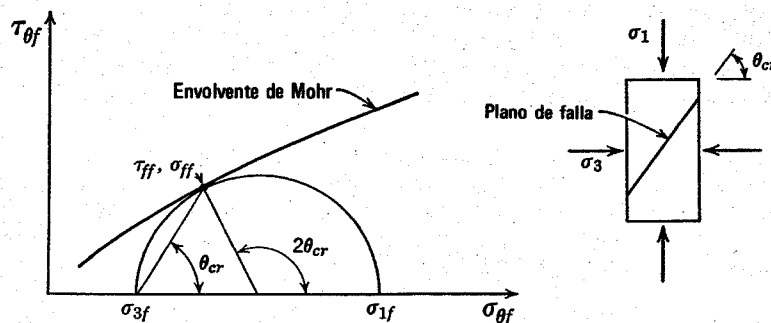


Fig. 11.2. Esfuerzos en la falla.

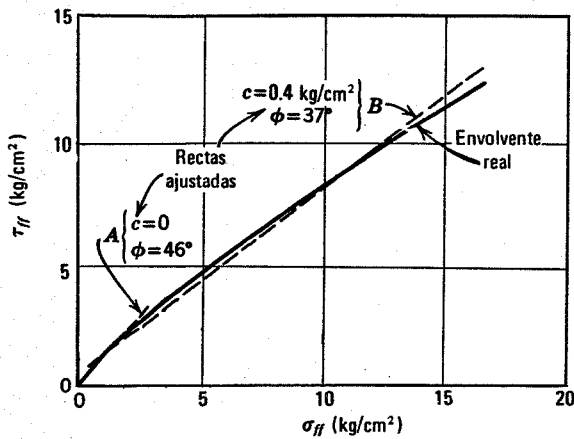


Fig. 11.3. Aproximaciones lineales a la envolvente curva de Mohr.

pruebas con una amplia gama de presiones de confinamiento. Las razones de esta divergencia respecto al comportamiento friccional puro se han comentado anteriormente. Sin embargo, para la mayoría de los cálculos referentes a la estabilidad de una masa de suelo es necesario utilizar una envolvente que sea una recta. De esta forma la resistencia se expresa por la *ley de Mohr-Colomb*

$$\tau_{ff} = c + \sigma_{ff} \tan \phi \quad (11.2)$$

donde *c* es la *cohesión* u ordenada en el origen y ϕ es el *ángulo de fricción* o *ángulo de resistencia al corte*.

La forma en que se ajusta una línea recta a la envolvente de Mohr dependerá de la gama de σ_{ff} que interese. La Fig. 11.3 muestra dos formas por las que la envolvente de Mohr de la Fig. 11.1 puede substituirse por una línea recta. La línea A es válida para σ_{ff} comprendido entre 0 y 1.75 kg/cm² mientras que la línea B es la de mejor ajuste para σ_{ff} entre 0 y 14 kg/cm². Los valores de *c* y ϕ aplicables a esta grava arenosa varían también con la gama de σ_{ff} que interese. La envolvente de Mohr real para este suelo pasa por el origen del diagrama; el suelo no podrá mantenerse en una probeta cilíndrica si la presión de con-

finamiento es nula. En este sentido, esta grava arenosa es *no cohesiva*. Sin embargo, con el fin de utilizar la ecuación 11.2 para una amplia gama de presiones es necesario suponer una cierta cohesión.

Si la envolvente de Mohr de un determinado suelo fuera una línea recta pasando por el origen, en lugar de una curva, la ley de rotura podría simplificarse en la forma

$$\tau_{ff} = \sigma_{ff} \tan \phi \quad (11.3)$$

La ecuación 11.3 se ha aplicado a los suelos granulares desde los primeros estudios de Coulomb en 1776. Sin embargo, es importante entender que esta ecuación es una aproximación, solamente exacta para valores relativamente pequeños de σ_{ff} . Para la arena calcárea utilizada para obtener los datos de las Figs. 10.22 y 10.23, este límite está en unos 5 kg/cm². Para una arena cuarzosa bien graduada, este límite puede llegar hasta los 10 kg/cm². La curvatura de la envolvente de Mohr es máxima para los suelos granulares compactos y disminuye al descender la compacidad del suelo. La envolvente de Mohr correspondiente al estado final es prácticamente recta en una amplia gama de presiones.

En la mayoría de los problemas ingenieriles, los esfuerzos son suficientemente pequeños para que resulte razonable el empleo de la ecuación 10.3. Sin embargo, existen muchos problemas, como los de las grandes presas de tierra, en los que la resistencia de un suelo granular seco sólo se puede representar satisfactoriamente por una envolvente de Mohr curva o por la ecuación 11.2. Otra forma de representar la relación de resistencia no lineal es expresar ϕ como una variable que depende de la presión de confinamiento, es decir $\phi = \phi(\sigma_{3f})$. En este caso ϕ se calcula a partir de la pendiente de la recta trazada por el origen y tangente al círculo de Mohr que representa los esfuerzos en la falla (ver la Fig. 11.4). Este método de representar la resistencia no es adecuado cuando se hacen cálculos de estabilidad, pero permite apreciar fácilmente hasta qué grado la resistencia no es lineal respecto a la presión de confinamiento.

Para los casos en los que se puede utilizar la ecuación 11.3, existen relaciones sencillas entre ϕ y los diversos esfuerzos en la falla y entre ϕ y θ_{cr} . Estas relaciones se in-

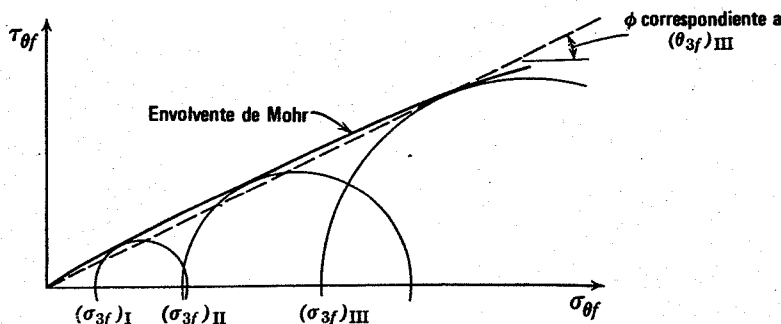


Fig. 11.4. Envolvente de Mohr y ángulo de fricción para una amplia gama de presiones de confinamiento.

► Ejemplo 11.1

Datos. Se tienen los siguientes esfuerzos obtenidos en pruebas triaxiales estándar con arena compacta, bien graduada, formada por granos gruesos de cuarzo.

Presión de confinamiento $\sigma_c = \sigma_{3f}$ (kg/cm ²)	Esfuerzo axial máximo σ_{1f} (kg/cm ²)	Valor máximo de q $q_f = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right)_f$ (kg/cm ²)	Valor de p para el máximo de q $p_f = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}\right)_f$ (kg/cm ²)
1	5.05	2.02	3.02
2	9.85	3.92	5.92
4	20.80	8.40	12.40
8	40.30	16.15	24.15

Problema.

- Calcular ϕ mediante la envolvente de Mohr
- Calcular ϕ mediante las relaciones de la Fig. 11.5
- Calcular θ_{cr} .

Solución.

- Ver la Fig. E11.1

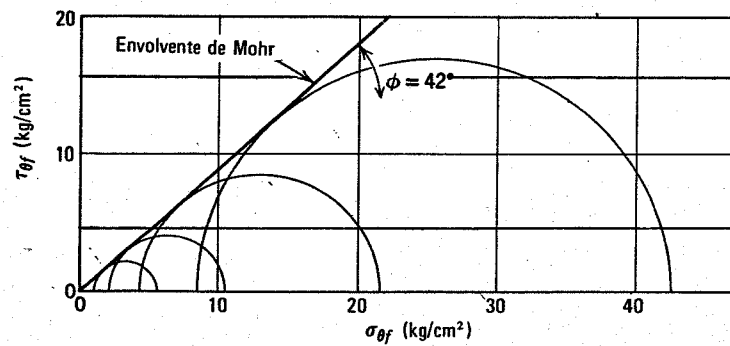


Fig. E11.1.

b.

σ_{3f}	$\frac{\sigma_{1f}}{\sigma_{3f}}$	ϕ
1	5.05	42.1°
2	4.92	41.6°
4	5.20	42.7°
8	5.03	42.1°
		media 42.1°

c.

$$\theta_{cr} = 45 + \frac{42.1}{2} = 66^\circ$$

dican en la Fig. 11.5. La magnitud $(1 + \text{sen } \phi)/(1 - \text{sen } \phi)$ aparece frecuentemente en mecánica de suelos y se la ha asignado un símbolo especial (*):

$$N\phi = \frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi} \quad (11.4)$$

El ejemplo 11.1 muestra la aplicación de estas relaciones a una serie de datos que se ajustan bastante bien a la ecuación 11.3. En el resto de este capítulo emplearemos la ecuación 11.3 para representar la resistencia de diversos suelos granulares, por lo que hablaremos únicamente en términos de ϕ .

Significado del criterio de falla de Mohr-Coulomb

La ecuación 11.2, o la ecuación 11.3, más sencilla, que se suele utilizar para suelos granulares, es al mismo tiempo una de las ecuaciones más ampliamente empleadas y más discutidas de la mecánica de suelos. Es incuestionable la validez de estas ecuaciones como aproximaciones útiles. Esta validez es una simple consecuencia de la forma en la que se han definido c y ϕ y de la manera en que se emplearán en capítulos posteriores. Sin embargo, el plano de falla definido anteriormente, de acuerdo con la indicación original de Mohr puede o no ser el plano sobre el que se concentren las deformaciones de corte cuando el suelo falle. La diferencia entre estos dos planos ha atraído la atención de investigadores como Rowe (1963).

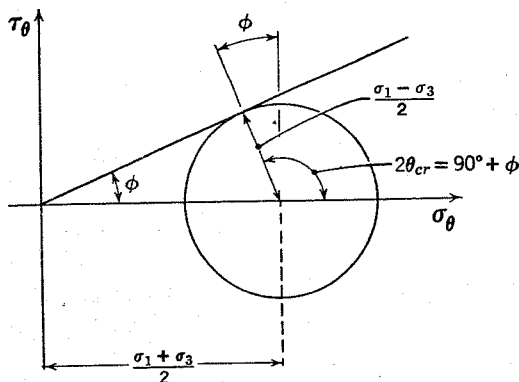


Fig. 11.5. Relaciones entre ϕ y los esfuerzos principales en la falla.

$$\begin{aligned} \text{sen } \phi &= \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)/2}{(\sigma_1 + \sigma_3)/2} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} = \frac{q}{p} \\ &= \frac{\sigma_1/\sigma_3 - 1}{\sigma_1/\sigma_3 + 1} = \frac{1 - \sigma_3/\sigma_1}{1 + \sigma_3/\sigma_1} \\ \frac{\sigma_1}{\sigma_3} &= \frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi} \\ &= \tan^2 (45^\circ + \phi/2) = \tan^2 \theta_{cr} \end{aligned}$$

1. Nota. Por conveniencia se ha omitido el subíndice f en σ_{1f} y σ_{3f} .

* $N\phi$ se denomina en algunos textos *flow factor* (factor de influencia). En castellano no existe un nombre particular para este factor, que se asocia con los demás coeficientes de capacidad de carga, según veremos más adelante. (N.T.).

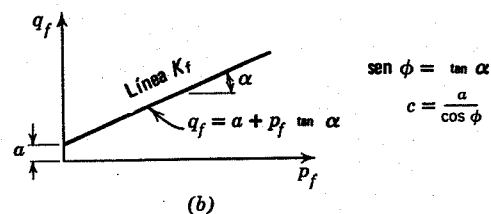
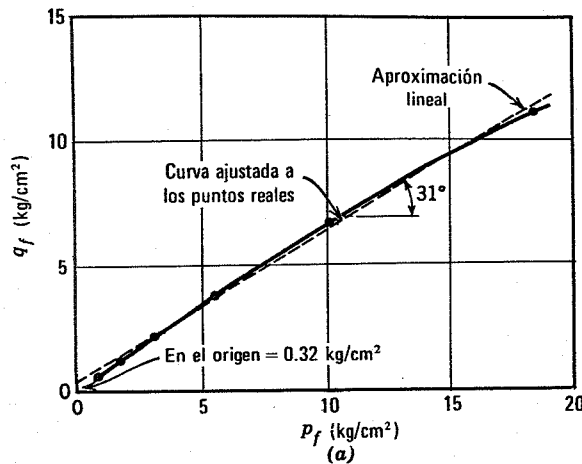


Fig. 11.6. Resultados de pruebas de resistencia representados en un diagrama p - q . a) Datos reales. (Mezcla de arena y grava, según Holtz y Gibbs, 1956). b) Relación entre q_f , p_f y la envolvente de Mohr-Coulomb.

Para evitar falsas interpretaciones, en el resto del libro haremos distinción entre 2 tipos de planos de falla:

1. Un *plano de falla teórico*, o *plano de deslizamiento* que, por definición, forma un ángulo $(45 + \phi/2)$ con el plano sobre el cual actúa el esfuerzo principal mayor.
2. Un *plano de falla observado*, que es el plano sobre el que se observa una concentración de deformaciones de corte.

Afortunadamente, en las arenas la diferencia entre la orientación de los planos de falla teórico y observado no es grande: es menor de 5° . En la mayoría de los problemas el ingeniero puede ignorar esta diferencia. Sin embargo, en capítulos posteriores encontraremos casos en los que no conviene descuidar esta diferencia.

La falla suele ocurrir a lo largo de una superficie curva en lugar de según un plano, por lo que hablaremos frecuentemente de una superficie de falla teórica (o superficie de deslizamiento) y de una superficie de falla observada.

Empleo del diagrama p - q

La Fig. 11.6 muestra otra forma de representar los resultados de una serie de pruebas triaxiales. Los puntos dan los valores de p y q correspondientes a los puntos máximos de las curvas esfuerzo-deformación. La curva trazada a través de estos puntos se denomina *línea K_f* . Al igual que la envolvente de Mohr esta línea K_f también es curva. La línea K_f puede substituirse por una línea recta para la gama de esfuerzos que interesa. Por ejemplo, la línea recta ajustada en

la figura forma un ángulo $\alpha = 31^\circ$ y corta al eje vertical en $a = 0.32 \text{ kg/cm}^2$.

La Fig. 11.6 da también las sencillas relaciones que existen entre α y ϕ y a y c . Adviértase que

$$N_\phi = \frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi} = \frac{1 + \text{tan } \alpha}{1 - \text{tan } \alpha} \quad (11.5)$$

Para los datos correspondientes a esta figura

$$\phi = \text{sen}^{-1}(\text{tan } 31^\circ) = \text{sen}^{-1} 0.6 = 37^\circ$$

$$c = \frac{0.32}{\text{cos } 37^\circ} = 0.39 \text{ kg/cm}^2$$

Que son exactamente los resultados encontrados en la Fig. 11.3 para la línea B.

Así pues, tenemos dos caminos para encontrar los valores de c y ϕ a partir de una serie de pruebas triaxiales: a) se construyen los círculos de Mohr y se traza la envolvente (Fig. 11.1); o b) se representan los valores de p_f y q_f , se traza la línea K_f y se calculan c y ϕ . La elección entre ambos métodos suele ser una preferencia personal. Sin embargo, cuando se manejan muchas pruebas suele producir menos confusión la representación de los resultados en los diagramas p - q y, además, es más fácil trazar una línea a través de una serie de puntos que intentar trazar una recta tangente a muchos círculos. Por estas razones, en este libro seguiremos generalmente la práctica de representar los resultados de las pruebas triaxiales en un diagrama p - q . El ejemplo 11.2 da una nueva aclaración sobre el empleo de este diagrama.

► Ejemplo 11.2

Datos: Los del ejemplo 11.1

Problema: Obtener ϕ construyendo un diagrama p - q .

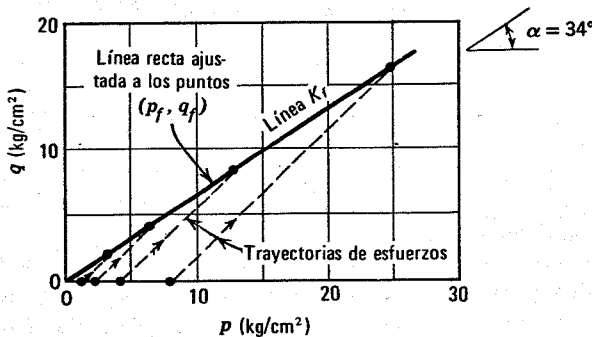


Fig. E11.2.

Solución.

$$\text{sen } \phi = \text{tan } \alpha = 0.675$$

$$\phi = 42.5^\circ$$

Obtención de ϕ a partir de pruebas de corte directo

En este tipo de prueba, sólo se conocen los esfuerzos normales y tangenciales sobre un único plano, de aquí

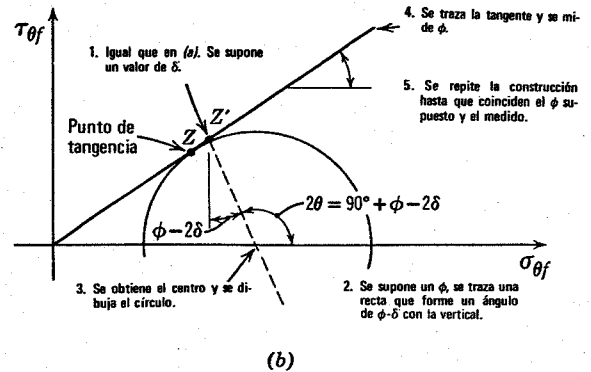
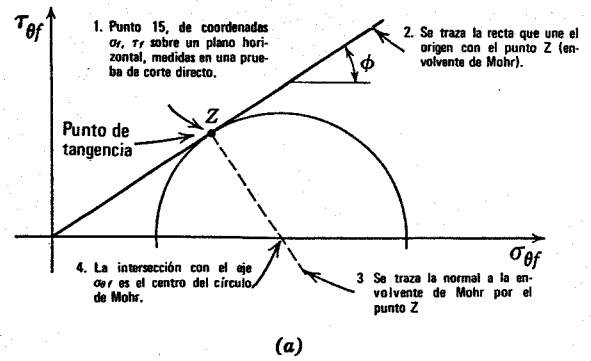


Fig. 11.7. Métodos para calcular el ángulo de fricción a partir de la prueba de corte directo. a) Suponiendo que el plano horizontal es el de falla teórica. b) Suponiendo que el plano horizontal es el de falla observado.

que, con sólo los resultados de la prueba, no es posible trazar el círculo de Mohr representativo del estado de esfuerzos.

Sin embargo, si hacemos la hipótesis de que los esfuerzos medidos en la falla están en la relación $\tau/\sigma = \text{tan } \phi$, es posible trazar el círculo de Mohr (ver la Fig. 11.7). En efecto, hemos supuesto que el plano horizontal del aparato de corte coincide con el plano de falla teórica:

$$\tau = \tau_{ff} \quad \text{y} \quad \sigma = \sigma_{ff}$$

Esta hipótesis se ha discutido frecuentemente. En cierto grado es más lógico que el plano horizontal sea el plano real en el cual las deformaciones de corte son máximas; es decir, es un plano de falla observado. Sobre esta base, sería más correcto representar los esfuerzos sobre el plano horizontal por puntos formado $2\theta = \pm 2(45^\circ + \phi/2 - \delta)$ con el esfuerzo principal mayor siendo δ la diferencia de orientación entre los planos de falla teórica y observado (punto Z' en la Fig. 11.7b). Sin embargo, si δ es menor de 5° , ambos métodos de obtención de ϕ dan resultados que difieren en menos de 1° . Esta diferencia es insignificante desde el punto de vista práctico.

Se han hecho muchas comparaciones entre el valor de ϕ obtenido en ensayos triaxiales (partiendo de la envolvente de Mohr) y el deducido de pruebas de corte directo (mediante la construcción de la Fig. 11.7a). Promediando los errores experimentales de la determinación de ambas

magnitudes, resulta que el ϕ procedente de las pruebas de corte directo suele ser mayor (generalmente unos 2°) que el ϕ correspondiente a las pruebas triaxiales, especialmente en arenas compactas (por ejemplo, ver Taylor, 1939).

La prueba de corte directo constituye la forma más sencilla para medir el ángulo de fricción de una arena u otro suelo seco. También es muy útil, aunque no se haya utilizado con tanta profusión, para estudiar suelos con agua.

11.2 INFLUENCIA DE LA RELACION DE VACIOS INICIAL

La Fig. 11.8 muestra la relación entre el ángulo de fricción ϕ y la relación de vacíos inicial e_0 para una arena media a fina. La relación variará, por supuesto, de una arena a otra, pero la tendencia de que ϕ es más grande cuanto más compacto es el suelo es siempre la misma.

Como ya se dijo en el capítulo 10, la influencia de la relación de vacíos sobre ϕ puede explicarse por el fenómeno del encaje de las partículas. También se han propuesto otras formas de considerar estos mismos fenómenos. Por ejemplo, la energía comunicada a un suelo por las cargas exteriores se consume en dos formas: en vencer la resistencia por fricción entre partículas y en dilatar el suelo contra la presión de confinamiento. Cuanto más compacta es la arena, mayor es la expansión que tiende a producirse en el proceso de corte. De aquí que debe consumirse más energía (y por tanto más fuerza y un mayor ángulo de

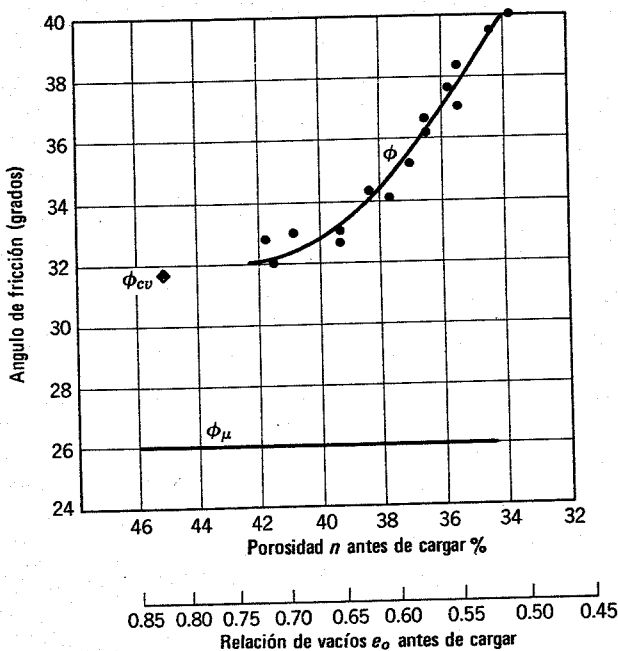


Fig. 11.8. Relación entre el ángulo de fricción y la porosidad inicial en arena fina a media (Según Rowe, 1962).

fricción) para romper el suelo. Sin embargo, ambas explicaciones llegan a la misma conclusión².

Resistencia de una arena a volumen constante

Otra forma de destacar el importante papel del encaje de las partículas es responder a la cuestión: ¿Qué sucederá si se impide que un suelo varíe de volumen al romperse?

Consideremos en primer lugar el sencillo caso de la Fig. 10.17c. Al aplicar la fuerza de corte, ambas placas tienden a separarse verticalmente. Para evitar este movimiento debe aumentarse la fuerza normal que las mantiene juntas. Así pues, el resultado de aumentar T es el aumento de N con el fin de producir un deslizamiento de corte muy pequeño. Al seguir aumentando T , las fuerzas de contacto llegarán eventualmente a ser tan grandes que las partículas se romperán y fracturarán y sólo entonces serán posibles grandes desplazamientos de corte.

Análogamente, podemos realizar una prueba triaxial de forma tal que el volumen de la muestra permanezca constante. Se fija este volumen y la presión de confinamiento se ajusta para mantenerlo constante. Si la arena es compacta, es necesario aumentar la presión de confinamiento hasta un grado considerable. Esto significa, por supuesto, que una arena compacta mantenida a volumen constante puede soportar una presión axial mucho mayor que una muestra que permanezca bajo una presión de confinamiento constante y que se dilate al romper. Si una muestra de arena muy floja se mantiene a volumen constante en el proceso de corte, puede ser necesario reducir la presión de confinamiento al avanzar la prueba y por tanto disminuirá la resistencia a compresión.

La Fig. 11.9 muestra los resultados de una prueba a volumen constante realizada en una arena compacta. Si la misma arena, con la misma compactadad inicial, se hubiera sometido a una presión de confinamiento constante de 1 kg/cm^2 , la resistencia a compresión habría sido de solamente 3.8 kg/cm^2 .

El comportamiento a volumen constante y el comportamiento bajo una presión de confinamiento constante pueden relacionarse en la forma siguiente. Para que una arena compacta falle por corte, debe vencerse en cierta forma el elevado grado de encaje. Esto puede suceder, bien rompiendo y fracturando las partículas o aumentando el volumen. Se requerirá más energía para cualquiera de estos efectos que simplemente para hacer deslizar las partículas sobre una superficie plana. Si el suelo puede dilatarse libremente, el camino de mínima resistencia consiste en dilatarse venciendo así el encaje. Si, por el contra-

² La energía adicional necesaria para vencer el encaje de las partículas se denomina a veces *corrección energética* (Taylor 1948, Rowe, 1962). Esta terminología es bastante desafortunada ya que no existe nada erróneo ni artificial en la gran resistencia a compresión de una arena compacta. Esta gran resistencia es bastante real y puede suponerse que existe en los casos prácticos. Los ingenieros tendrán escasa o nula ocasión para introducir consideraciones energéticas. Sin embargo, estas consideraciones desempeñan un papel importante en la investigación encaminada a establecer la naturaleza de la resistencia al corte. El estudio realizado por Rowe (1962) sobre los componentes de la resistencia de las arenas es muy completo.

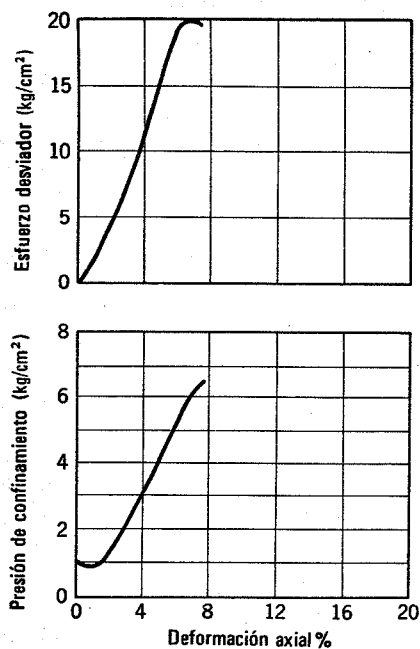


Fig. 11.9. Resultado de una prueba triaxial a volumen constante en una arena (arena fina, compacta). (Según Bjerrum Kringstad, y Kummeneje, 1961).

rio, se impide la cuatación del suelo, el camino de mínima resistencia puede consistir en la fracturación de las partículas de suelo.

El caso de corte a volumen constante tiene poco interés al tratar con suelos secos. Sin embargo, este caso tendrá una importancia mucho mayor cuando se estudie la falla rápida de suelos saturados en la Parte V.

Angulo de fricción en el estado final

Después de una deformación considerable de un suelo cualquiera, tanto el esfuerzo desviador como la relación de vacío alcanzan valores que son independientes de la

relación de vacíos inicial. En esta fase, la arena se deforma sin posterior cambio de volumen y bajo un esfuerzo desviador constante. Este estado se denomina *final* (o a *volumen constante, crítico o residual*)*. El esfuerzo desviador correspondiente a esta fase puede servir para definir un ángulo de fricción ϕ_{cv} .

$$\text{sen } \phi_{cv} = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} \right)_{cv} \quad (11.6)$$

donde el subíndice *cv* indica "volumen constante" (constant volume).

Sin embargo, ϕ_{cv} es mayor que ϕ_{μ} , el ángulo de fricción entre partículas definido en el capítulo 6. La Fig. 11.8 compara ambos ángulos. Vemos que existe cierto encaje cuando se alcanza el estado de volumen constante. Las partículas pueden aún moverse respecto a sus vecinas al producirse la deformación y, con una escala igual al tamaño de las partículas, deberán producirse variaciones de volumen, tanto aumentos como disminuciones. Los efectos locales se combinan de forma tal que no se produce cambio de volumen de la muestra, considerada en conjunto.

Así pues ϕ_{cv} puede considerarse como una propiedad del material que refleja la influencia combinada de ϕ_{μ} y del grado de encaje que puede producirse con una variación total de volumen nula en un proceso continuado de deformación. La relación de vacíos en la deformación a volumen constante, e_{cv} , puede también considerarse como una propiedad del material.

Angulo de fricción máximo

Como ya se ha definido, el ángulo de fricción ϕ se calcula a partir de los esfuerzos que existen en el máximo de la curva esfuerzo-deformación. Este ángulo de fricción ϕ no es una propiedad del material sino que depende en gran parte de la relación de vacíos existente antes de la

* En inglés *ultimate*. (N.T.).

Tabla 11.1 Tipos de ángulo de fricción a utilizar en diversos problemas prácticos

Problema	Angulo de fricción	Depende de
Resistencia interna de la arena para pequeñas deformaciones	Angulo de fricción máximo ϕ	Composición del suelo; relación de vacíos inicial; esfuerzo de confinamiento inicial
Resistencia interna de las arenas para grandes deformaciones	Angulo de fricción residual ϕ_{cv}	Composición del suelo; relación de vacíos en el estado residual
Deslizamiento de la arena sobre una superficie lisa	Angulo de fricción entre partículas ϕ_{μ}	Naturaleza de los minerales del suelo y de su estado superficial
Deslizamiento de la arena sobre una superficie rugosa	Angulo de fricción residual ϕ_{cv}	Composición del suelo; relación de vacíos en el estado residual

aplicación del esfuerzo desviador. Realmente se produce en la arena un pequeño cambio de volumen antes de alcanzar el esfuerzo desviador máximo, pero no obstante se acostumbra a representar ϕ en función de e_0 .

Elección de ϕ para problemas prácticos

En gran parte de los problemas encontrados en la práctica de la ingeniería no es posible tolerar grandes deformaciones en una masa de arena. Así pues, para la mayoría de los problemas el valor de ϕ correspondiente al máximo de la curva esfuerzo-deformación se utiliza adecuadamente para representar la resistencia de la arena. Existen algunos problemas en los que se producen grandes deformaciones, como en el caso en el que se quiere calcular la resistencia encontrada por un vehículo remolcado y arrastrado sobre una masa de arena. En estos problemas, convendría utilizar ϕ_{ev} para representar la resistencia de la arena.

Los anteriores comentarios corresponden a la resistencia interna de una arena. El ingeniero necesita conocer frecuentemente la resistencia friccional entre la arena y la superficie de una cierta estructura, como un muro de retención o un pilote. Si esta superficie es muy lisa, como en el caso de arena deslizando sobre acero no oxidado, el ángulo de fricción es muy probablemente igual al ϕ_μ de la arena. Si la superficie es rugosa, como en el caso del hormigón, el ángulo de fricción entre ambas superficies se aproximará probablemente a ϕ_{ev} .

La tabla 11.1 resume estas recomendaciones sobre el tipo de ángulo de fricción a utilizar en diversos casos prácticos. En el capítulo 6, ya se indicaron los valores de ϕ_μ . Valores típicos de ϕ y ϕ_{ev} se dan en este capítulo. En capítulos posteriores, donde se tratan con detalle las aplicaciones prácticas, continuaremos comentando la elección del ángulo de fricción a emplear en problemas particulares.

11.3 INFLUENCIA DE LAS DIVERSAS CONDICIONES DE CARGA

Esfuerzo principal intermedio

En la forma normal de la prueba triaxial (falla de la muestra aumentando el esfuerzo axial mientras se mantiene constante la presión lateral), el esfuerzo principal intermedio es igual al esfuerzo principal menor: $\sigma_2 = \sigma_3$ (trayectoria de esfuerzos para compresión vertical en la Fig. 9.8). Como se indica en la Fig. 9.8, una muestra puede romperse por tracción o tensión vertical, en cuyo caso $\sigma_2 = \sigma_1$.

Numerosos investigadores han comparado el ángulo de fricción de las pruebas de compresión con el de pruebas de extensión, con resultados diversos (ver Roscoe, (1963) y Col. para un resumen). La mayoría de los investigadores han llegado a la conclusión de que el ángulo de fricción es el mismo en ambos casos, aunque algunos han encontrado que ϕ era varios grados mayor cuando $\sigma_2 = \sigma_1$ que cuando $\sigma_2 = \sigma_3$ (como es el caso de las Figs. 10.20 y 10.22.).

La Fig. 11.10 muestra los resultados de una serie de pruebas de deformación plana; en estas pruebas la arena

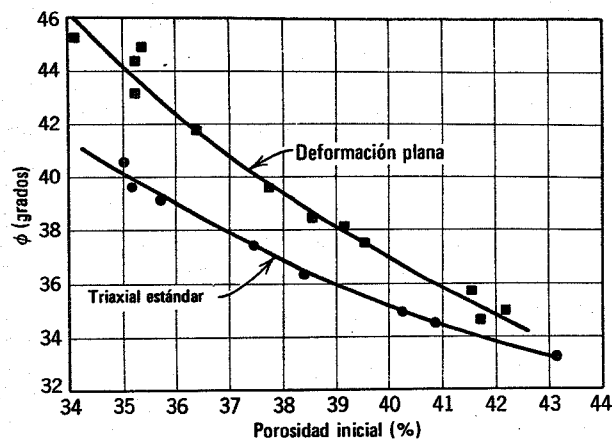


Fig. 11.10. Resultados de pruebas triaxiales estándar y de deformación plana. (Según Cornforth, 1964).

puede deformarse solamente en dirección axial y en una dirección lateral, pero en la otra no. El ángulo de fricción en estas pruebas de deformación plana es superior al obtenido en pruebas triaxiales convencionales, con una diferencia de hasta 4° en las muestras más compactas. En muestras sueltas se observó una diferencia nula o muy pequeña en los valores de ϕ .

El caso de deformación plana se encuentra a menudo en los problemas prácticos, y en muchos casos una prueba de deformación plana es más realista que la prueba triaxial. Los autores creen que la variante de deformación plana de la prueba triaxial se hará cada vez más popular, tanto en la práctica como en la investigación.

La razón de la mayor resistencia en el caso de deformación plana se debe probablemente a que las partículas de suelo tienen menos libertad de movimiento para desplazarse respecto a sus vecinas, venciendo el encaje. Resulta, pues, necesaria una teoría de falla en tres dimensiones. La posible forma de esta ley se ha discutido numerosas veces (Kirkpatrick, 1957; Haythornthwaite, 1960), pero el tema queda aún sin resolver. Para aclarar la naturaleza del criterio de falla tridimensional se requieren aparatos de prueba especiales que permitan una gran flexibilidad en los tipos de cargas aplicadas.

Falla con esfuerzos decrecientes

En problemas como los de muros de retención (bajo empuje activo), el suelo se rompe como resultado de una disminución de los esfuerzos más que de un aumento; es decir, la trayectoria de esfuerzos se parecerá más a la E de la Fig. 8.11 o a la de descarga por compresión vertical de la Fig. 9.8 y a las de las pruebas 3, 4 y 5 de la Fig. 10.20. En la Fig. 10.22, el ángulo de fricción en la descarga es prácticamente el mismo que en la carga.

Velocidad de carga

El ángulo de fricción de la arena, medido en compresión triaxial, es substancialmente el mismo si la arena se carga hasta la falla en un tiempo de 5 milisegundos o de 5 minutos. El aumento de $\tan \phi$ al pasar de la velocidad más

lenta a la más rápida es como máximo del 10 % y probablemente de sólo un 1-2 (Whitman y Healy, 1963). Es posible que el efecto pueda ser algo mayor si la arena se rompe por deformación plana o si la presión de confinamiento supera los 10 kg/cm².

Vibraciones y cargas repetidas

Las cargas repetidas, de variación lenta o rápida, pueden dar lugar a cambios en ϕ . Una arena suelta se compactará, con un correspondiente aumento de resistencia, mientras que una arena compacta se dilatará con una disminución de resistencia. Un esfuerzo inferior al de falla estática puede producir deformaciones muy grandes si las cargas se aplican repetidamente (ver Seed y Chan, 1961).

Ligero contenido de humedad

Cualquier arena, a no ser que se acabe de secar intencionadamente, posee una pequeña humedad. La presencia de esta humedad puede tener un cierto efecto sobre el ángulo de fricción entre las partículas minerales (ver el capítulo 6). Sin embargo, como tanto en las pruebas de corte como en la mayoría de los casos prácticos, se trata de arena secada al aire o saturada, la presencia de esta pequeña cantidad de humedad raramente necesita tenerse en cuenta.

La humedad también puede introducir por capilaridad una cohesión aparente entre las partículas. En algunos casos, como pruebas en modelos, esta cohesión puede ser una componente significativa de la resistencia. En problemas prácticos, esta pequeña cohesión carece de importancia.

Errores de prueba

En el capítulo 9 se citaron algunos errores que pueden producirse en las pruebas triaxiales y en las de corte directo. Las pruebas habituales pueden implicar un error de hasta 2° en la medida del ángulo de fricción máximo ϕ . Sin embargo, estas pruebas son aceptables para la mayoría de los fines ingenieriles. Para una medida cuidadosa de la resistencia y de la variación de volumen en trabajos de investigación, es esencial utilizar aparatos perfeccionados.

Resumen

En esta sección se han indicado diversos factores que pueden tener influencia sobre el ángulo de fricción de los suelos granulares. Con las pruebas de laboratorio ordinarias, el valor de ϕ medido puede diferir en varios grados del ángulo de fricción realmente disponible en el terreno, incluso aunque se haya elegido adecuadamente la relación de vacíos inicial. Si se requiere una estimación más precisa de ϕ , debe adoptarse un cuidado especial para imponer la carga que realmente existe en el terreno y reproducir este estado en el laboratorio por medio de pruebas especiales.

11.4 INFLUENCIA DE LA COMPOSICIÓN

En esta sección se considera la influencia de la composición sobre: a) la relación entre ϕ y e_0 para una pe-

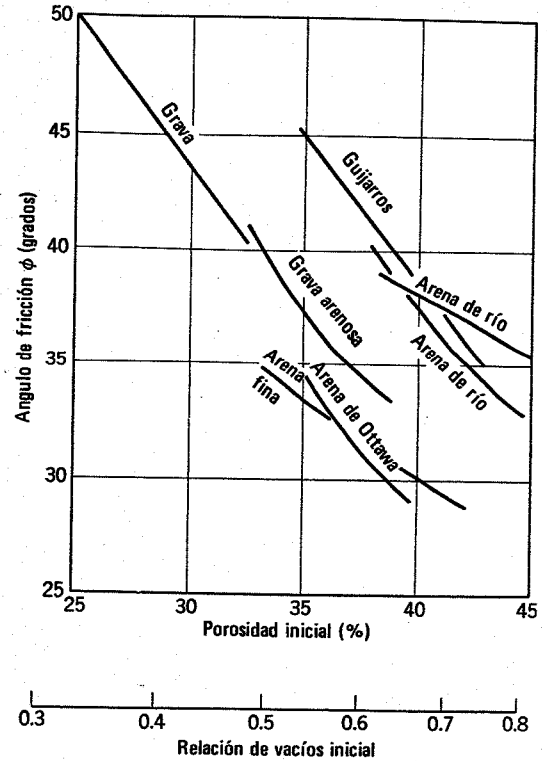


Fig. 11.11. Relación entre el ángulo de fricción y la porosidad inicial para diversos suelos granulares.

queña gama de presiones de confinamiento y la variación de ϕ para una amplia gama de presiones de confinamiento. Incluso si las presiones de confinamiento se limitan a valores convencionales (menores de 10 kg/cm²), la relación $\phi - e_0$ ocupa una amplia banda, como se aprecia en la Fig. 11.11. Como el valor de ϕ_μ varía relativamente poco para los diversos tamaños de partículas o minerales, estas diferencias en ϕ para un valor e_0 dado se deben principalmente a diversos grados de encaje.

La composición tiene una doble influencia sobre el ángulo de fricción de un suelo granular. En primer lugar influye sobre la relación de vacíos que se alcanza con una determinada energía de compactación y, en segundo lugar, modifica el ángulo de fricción correspondiente a esa relación de vacíos. La influencia de la composición puede estudiarse bien comparando los ángulos de fricción para un valor e_0 fijo o para una energía de compactación fija. Debido a que el efecto de la composición es más importante en la construcción de terraplenes, las comparaciones se suelen hacer para una energía de compactación fija.

Tamaño medio de las partículas

La Fig. 11.12b muestra datos correspondientes a 5 suelos con un mismo coeficiente de uniformidad, de 3.3, pero con tamaños diferentes de las partículas. Para una determinada energía de compactación estas arenas alcanzan diferentes relaciones de vacíos. Sin embargo, el ángulo de fricción es análogo para todas las arenas. La influencia del mayor encaje inicial en la arena de partículas más gruesas viene compensada por el mayor grado de rotura y

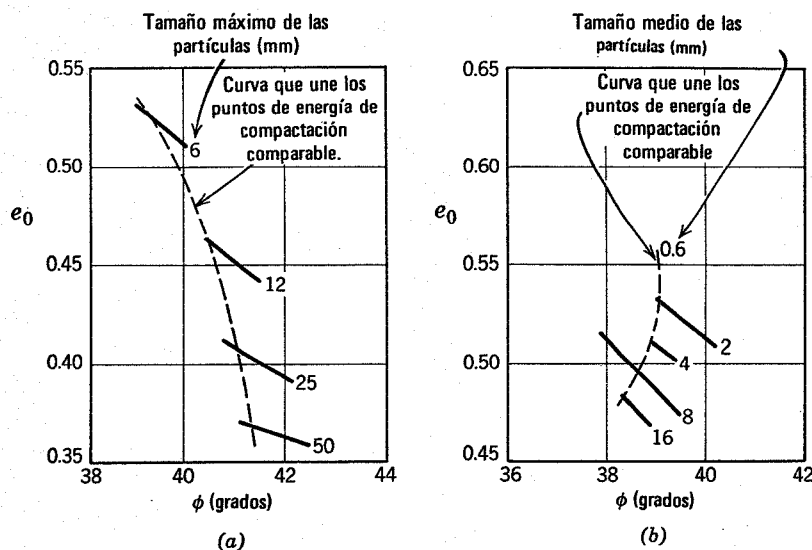


Fig. 11.12. Influencia del tamaño de las partículas y de la granulometría sobre el ángulo de fricción. a) Suelos con partículas del mismo tamaño mínimo (0.5 mm). b) Suelos con el mismo coeficiente de uniformidad. Datos de Leslie (1963).

fracturación de las partículas que se produce en las partículas más grandes debido a la mayor fuerza por contacto.

La fracturación de las partículas, y la consiguiente curvatura de la envolvente de Mohr, es más importante con partículas más grandes, en especial para el tamaño de las gravas o bloques utilizados para enrocamientos. Esto se debe a que el aumento del tamaño de las partículas da lugar a una mayor carga por partícula y por tanto la fracturación comienza con menores presiones de confinamiento. Alentados por la creciente popularidad de las presas de enrocamiento, varios laboratorios han construido aparatos de prueba triaxial que pueden ensayar muestras de hasta 30 cm de diámetro. En México se ha construido un aparato que puede cargar muestras de 1 m de diámetro y 2.5 m de longitud (Marsal, 1963).

Granulometría de la arena

La Fig. 11.12a recoge datos correspondientes a cuatro suelos con el mismo tamaño mínimo de las partículas pero diferentes tamaños máximos. Para energías de compactación comparables, la arena mejor graduada tiene una menor relación de huecos inicial y un ángulo de fricción

más grande. Resulta claro que una mejor distribución de los tamaños de las partículas produce un mejor encaje. Esta tendencia también se aprecia en los datos de la tabla 11.2, habiendo sido confirmada posteriormente para una serie de pruebas citadas por Holtz y Gibbs (1956).

En muchos suelos, unas pocas partículas de tamaño relativamente grande constituyen una fracción importante del peso total del suelo. Si estas partículas son suficientemente numerosas para que encajen unas con otras, es importante que estas partículas más gruesas se encuentren en la muestra sometida a prueba. Sin embargo, si estas partículas grandes están embebidas en una matriz de partículas mucho más pequeñas de forma que la falla por corte se produce a través de esa matriz, no es necesario incluir las partículas mayores en la muestra. Desgraciadamente, aún se carece de directrices claras respecto a lo que constituye una prueba satisfactoria en suelos con grava.

Un suelo bien graduado experimenta menos roturas que un suelo uniforme de la misma granulometría ya que en el primero existen muchos contactos entre partículas y la carga por contacto es, por tanto, menor que en un suelo uniforme. La Fig. 11.13 muestra que el suelo mejor graduado sufre una disminución menor de ϕ al aumentar la presión de confinamiento.

Tabla 11.2 Influencia de la angulosidad y de la granulometría sobre el ángulo de fricción máximo

Forma y granulometría	Suelta	Compacta
Redondeada, uniforme	30°	37°
Redondeada, bien graduada	34°	40°
Angulosa, uniforme	35°	43°
Angulosa, bien graduada	39°	45°

Según Sowers y Sowers, 1951.

Angulosidad de las partículas

Podría esperarse que las partículas angulosas encajen más perfectamente que las redondeadas y, por tanto, las arenas formadas por partículas angulosas tendrían un mayor ángulo de fricción. Los datos correspondientes al ángulo de fricción máximo que aparecen en la tabla 11.2 confirman esta hipótesis. Incluso cuando una arena se deforma hasta su estado final, de manera que no se produce posterior variación de volumen y alcanza un estado suelto, la arena con partículas angulosas tiene un mayor ángulo de fricción. En las gravas, la influencia de la angulosidad es menor debido al aplastamiento y fractura de las partículas.

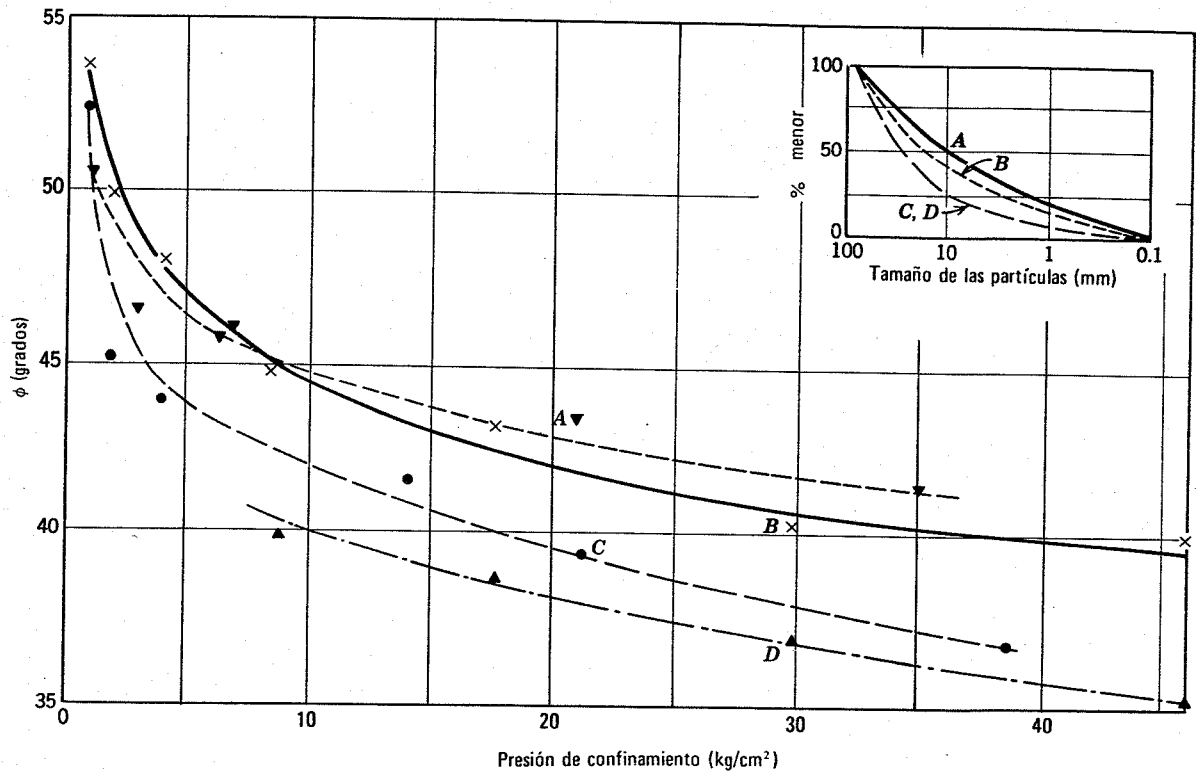


Fig. 11.13. Relación entre el ángulo de fricción y la presión de confinamiento (datos de Leslie 1963).

Tipo de mineral

A no ser que una arena contenga mica, existe escasa diferencia entre que la arena se componga principalmente de cuarzo, de feldspatos, etc. Una arena micéica tendrá generalmente una relación de vacíos grande y por tanto poco encaje y un ángulo de fricción bajo. El menor valor de ϕ_{μ} de la mica respecto al del cuarzo tiene relativamente poco que ver con este resultado.

Se han realizado pruebas (Horn y Deere, 1962) con polvo de mica teniendo cuidado de que las laminillas de mica estuvieran orientadas en forma paralela. El resultado fue un ángulo de fricción (ϕ_{cv}) de 16° , respecto a $\phi_{\mu} = 13 \frac{1}{2}^{\circ}$. En este caso existe un pequeño grado de encaje entre partículas.

Si los bloques de grava son parte importante de un suelo, el origen de la grava puede tener un efecto considerable. Si las partículas de grava son relativamente blandas, la fracturación de estas partículas producirá el efecto de encaje y disminuirá el ángulo de fricción si se comparan con otro suelo con partículas de grava más duras.

Resumen

La composición de un suelo granular puede tener una influencia importante sobre su ángulo de fricción, indirectamente afectando e_o y directamente modificando el grado de encaje que se produce para un determinado valor de e_o . La tabla 11.4 resume algunos datos que pueden utilizarse para anteproyectos. Sin embargo, para el proyecto definitivo de un terraplén, debe estudiarse el suelo real

con la relación de huecos y el sistema de esfuerzos que existirán *in situ*.

11.5 DETERMINACION DEL ANGULO DE FRICCIÓN *IN SITU*

Los datos presentados en las secciones anteriores han resaltado el importante papel del grado de encaje de las

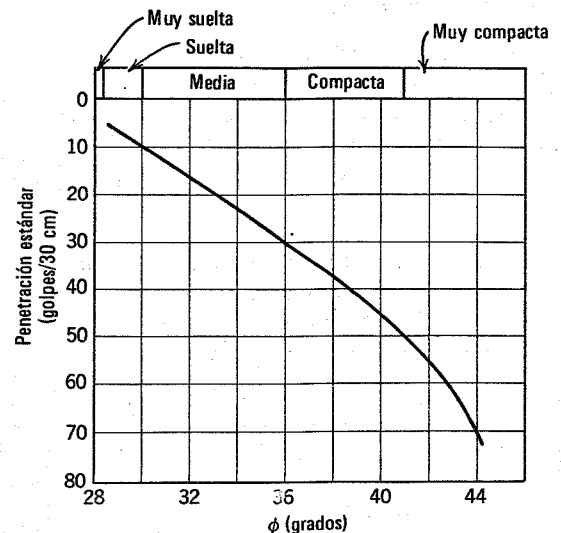


Fig. 11.14. Correlación entre el ángulo de fricción y la resistencia a la penetración (Según Peck, Hanson y Thornburn, 1953).

Tabla 11.3 Resumen de datos sobre ángulos de fricción para su utilización en anteproyectos

Clasificación	Ángulos de fricción							
	Ángulo de talud natural		Para la resistencia residual	Para la resistencia máxima				
	$i(^{\circ})$	Talud (vert. a hor.)		Compacidad media		Compacta		
		$\phi_{cv}(^{\circ})$	$\phi(^{\circ})$	$\tan \phi$	$\phi(^{\circ})$	$\tan \phi$		
Limo (no plástico)	26	1: 2	26	0.488	28	0.532	30	0.577
	a		a		a		a	
Arena uniforme fina a media	30	1: 1.75	30	0.577	32	0.625	34	0.675
	26	1: 2	26	0.488	30	0.577	32	0.675
Arena bien graduada	30	1: 1.75	30	0.577	34	0.675	36	0.726
	30	1: 1.75	30	0.577	34	0.675	38	0.839
Arena y grava	34	1: 1.50	34	0.675	40	0.839	46	1.030
	32	1: 1.60	32	0.625	36	0.726	40	0.900
	36	1: 1.40	36	0.726	42	0.900	48	1.110

Según B.K. Hough, *Basic Soils Engineering*. Copyright © 1957, The Ronald Press Company, Nueva York.

Nota. Dentro de cada gama se asignan los valores menores si las partículas son redondeadas y si existe un contenido importante de arcilla blanca o mica, mientras que los valores más elevados corresponden a partículas duras, angulosas. Utilídense menores valores para presiones normales altas que para presiones moderadas.

partículas sobre la magnitud del ángulo de fricción. Así pues, si deseamos determinar el ángulo de fricción de una arena *in situ* no basta con conocer la naturaleza y forma de las partículas que la componen. Es esencial determinar el grado de compactación con que las partículas se encuentran en su estado natural.

Es extremadamente difícil obtener muestras de una arena sin variar su porosidad. Por ello, excepto en problemas de terraplenes o rellenos artificiales, es difícil medir o estimar el ángulo de fricción de una arena únicamente a partir de pruebas de laboratorio. Por estas razones, se utilizan ampliamente en la práctica relaciones entre el ángulo de fricción de una arena y la resistencia del terreno a la penetración.

La Fig. 11.14 muestra una correlación empírica entre la resistencia al penetrometro estándar (capítulo 7) y el ángulo de fricción. Necesariamente, una correlación de este tipo es sólo aproximada. El ángulo de fricción real puede variar en $\pm 3^{\circ}$, o incluso más, respecto al valor dado por la curva. La relación dada es aplicable con profundidades de cobertura de hasta 12 m, siendo conservadora para mayores profundidades.

11.6 RESUMEN DE PUNTOS PRINCIPALES

1. La resistencia de un suelo puede representarse por una envolvente de Mohr, en un diagrama $\tau_{ff} - \sigma_{ff}$. Generalmente la envolvente de Mohr de un suelo granular es una curva. Para esfuerzos menores de 10 kg/cm², la envolvente suele ser prácticamente recta de forma que

$$\tau_{ff} = \sigma_{ff} \tan \phi$$

donde ϕ es el ángulo de fricción correspondiente al punto máximo de la curva esfuerzo-deformación.

2. El valor de ϕ de un suelo cualquiera depende de ϕ_{μ} y, del grado de encaje de las partículas; es decir, de la relación de vacíos inicial y de σ_{ff} .
3. Si la arena se somete a deformaciones muy grandes, debe utilizarse ϕ_{cv} en el criterio de falla. A no ser que la arena sea muy suelta, ϕ_{cv} será menor que ϕ . Si la arena desliza sobre la superficie de una estructura, el ángulo de fricción estará comprendido entre ϕ_{μ} y ϕ_{cv} , según la rugosidad de la superficie.
4. El conocimiento de la influencia de la composición del suelo puede servir de guía para elegir los materiales a emplear en terraplenes y rellenos artificiales.
5. Los materiales a utilizar en terraplenes deben estudiarse bajo la gama real de presiones de confinamiento que existirán *in situ*.
6. Para la mayoría de los problemas prácticos, el ángulo de fricción *in situ* de un depósito de arena puede determinarse indirectamente mediante la prueba de penetración estándar.

PROBLEMAS

- 11.1 Dados los siguientes resultados de pruebas triaxiales, representarlos a) en el diagrama de Mohr y b) en un diagrama $p-q$ determinando ϕ por cada método.

σ_3 (kg/cm ²)	σ_1 máx (kg/cm ²)
1	2.75
2	5.50
3	8.40
4	11.00
5	13.90
6	16.60

11.2 Supóngase que se tiene una muestra de la arena utilizada para obtener los resultados de la Fig. 10.18. Esta arena tiene una relación de vacíos de 0.7. Para $\sigma_3 = 1.5$ kg/cm², estimar:

- El valor máximo de σ_1 .
- El valor residual de σ_1 .
- La relación de vacíos después de una deformación considerable por corte.

11.3 Dibujar las trayectorias de esfuerzos correspondientes a la prueba de la muestra suelta de la Fig. 10.18.

11.4 A una arena con $\phi = 30^\circ$ se le hace una prueba triaxial partiendo de un estado inicial $\sigma_1 = \sigma_3 = 1.5$ kg/cm². Se aumentan σ_1 y σ_3 , siendo $\Delta\sigma_3 = \Delta\sigma_1/4$. ¿Cuál será el máximo valor de σ_1 alcanzado en la prueba?

11.5 Una arena con un ángulo de fricción de 40° se somete a corte directo, bajo un esfuerzo normal de 4 kg/cm², haciendo la hipótesis más sencilla posible respecto al estado de esfuerzos en el aparato de corte, determi-

nese cuál será el máximo esfuerzo de corte aplicable antes de que la arena falle.

11.6 En una prueba de penetración estándar en una arena, a 6 m de profundidad se han contado 20 golpes / 30 cm. Estímese el ángulo de fricción de la arena. Supóngase que la penetración a una profundidad de 12 m es exactamente la misma. La arena a 12 m de profundidad, ¿es más suelta, más compacta, o tiene la misma compacidad que la arena a 6 m de profundidad? Explíquese la respuesta.

11.7 Supóngase que dos suelos arenosos se compactan con la misma energía. La arena *A* es uniforme y tiene partículas redondeadas. La arena *B* está bien graduada y tiene partículas angulosas.

- ¿Qué arena tendrá la mayor relación de vacíos?
- ¿Qué arena tendrá el mayor ángulo de fricción interna?

11.8 Estímense los valores de ϕ de los siguientes suelos. Indíquense las figuras y tablas utilizadas para tales estimaciones.

- Una arena bien graduada que se compacta fuertemente para un terraplén de pequeña altura.
- Una grava, con menos del 20 % de arena, a utilizar en una presa de enrocamiento de 150 m de altura.
- Un depósito natural de arena fina, de compacidad media, donde se cimentará un edificio.

11.9 Deducir las relaciones dadas en la figura 11.6b.

Indicación: Trácese un círculo de Mohr y represéntense sobre el mismo diagrama la envolvente de Mohr y la línea K_f .

CAPITULO 12

Relaciones esfuerzo-deformación

Una vez que el ingeniero ha comprobado satisfactoriamente que un suelo no va a fallar totalmente, en general debe estimar el grado de deformación que se producirá al aplicar cargas, decidiendo si esta deformación es admisible. Para hacer esto, el ingeniero debe obtener una relación esfuerzo-deformación del suelo.

Por el estudio general del comportamiento esfuerzo de formación en el capítulo 10, sabemos que este comportamiento puede ser muy complejo. El grado de deformación producido por un esfuerzo dependerá de la composición, relación de vacíos, historia de esfuerzos y forma en que se aplique el esfuerzo. Una ecuación que da la relación esfuerzo-deformación de una arena para cualquier caso de carga con una dirección constante de los esfuerzos principales ha sido obtenida por Hansen (1966). Sin embargo, esta expresión es muy complicada y generalmente es preferible utilizar fórmulas y datos adaptados al problema particular que se estudie.

Para muchos problemas, el mejor método consiste en medir directamente las deformaciones producidas en una prueba de laboratorio bajo los esfuerzos que existirán en el terreno real. Este método se comentará en el capítulo 14.

En otros casos, suele ser muy útil recurrir a conceptos y fórmulas de la teoría de la elasticidad. Esto significa que las curvas reales no lineales de esfuerzo-deformación de un suelo deben "linealizarse", es decir, substituir por líneas rectas. Entonces se habla del *módulo de elasticidad* y del *coeficiente de Poisson* del suelo. Evidentemente, el módulo de elasticidad y el coeficiente de Poisson no son constantes de un suelo, sino más bien magnitudes que describen aproximadamente el comportamiento de un suelo para una combinación particular de esfuerzos. Para otra serie de esfuerzos se aplicarán valores diferentes de las citadas magnitudes. En especial, al hablar del módulo, debe definirse cuidadosamente qué se entiende por tal.

Los términos *módulo tangente* y *módulo secante* se utilizan frecuentemente. El módulo tangente es la pendiente de una recta trazada tangente a una curva esfuerzo-deformación en un punto particular (ver la Fig. 12.1). El valor del módulo tangente variará con el punto elegido. El módulo tangente en el origen de la curva es el *módulo tangente inicial*. El módulo secante es la pendiente de una recta que une dos puntos diferentes de la curva. El valor

del módulo secante variará con la situación de ambos puntos. Cuando ambos puntos coincidan, el módulo secante será igual al módulo tangente. Para un material realmente lineal, todos estos valores de los módulos coinciden.

12.1 CONCEPTOS DE LA TEORIA DE LA ELASTICIDAD

Si aplicamos un esfuerzo uniaxial σ_z a un cilindro elástico¹ (Fig. 12.1) se producirá una compresión vertical y una expansión lateral de forma tal que

$$\epsilon_z = \frac{\sigma_z}{E} \quad (12.1)$$

$$\epsilon_x = \epsilon_y = -\mu\epsilon_z \quad (12.2)$$

donde

$\epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_z$ = deformaciones en la dirección x, y, z respectivamente (positivas cuando son compresiones)

E = *módulo de Young* o de elasticidad

μ = *coeficiente o relación de Poisson*

Si se aplican esfuerzos tangenciales τ_{zx} a un paralelepípedo elástico, se producirá una distorsión tangencial tal que

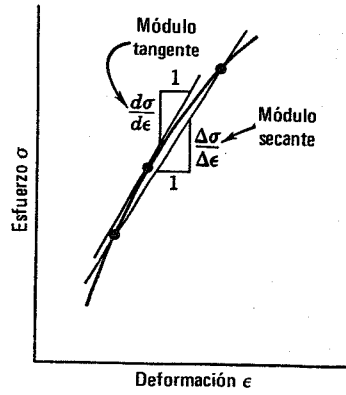
$$\gamma_{zx} = \frac{\tau_{zx}}{G} \quad (12.3)$$

donde G = *módulo de deformación tangencial*. Las ecuaciones 12.1 a 13.3 definen las tres constantes básicas de la teoría de la elasticidad: E, G y μ . Realmente sólo se requieren dos de estas constantes ya que

$$G = \frac{E}{2(1 + \mu)} \quad (12.4)$$

¹ El adjetivo "elástico" representa realmente la posibilidad de un material para recuperar su tamaño y forma originales después de eliminar las fuerzas que actúan sobre él. En este libro utilizaremos dicho adjetivo en un sentido más restringido, para indicar un material que posee una curva esfuerzo-deformación lineal y reversible.

Respecto a la magnitud del incremento de esfuerzos



Respecto al tipo de carga

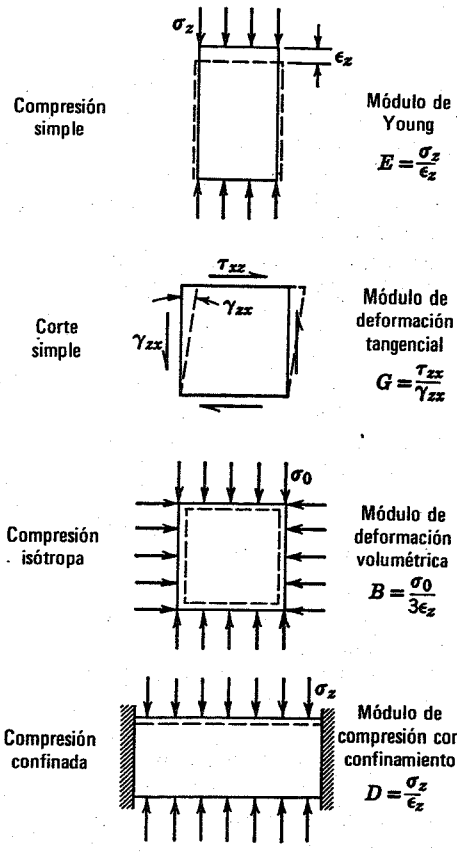
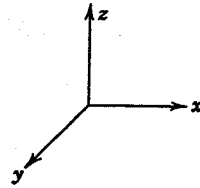


Fig. 12.1. Distintos tipos de módulos.

Para un material elástico sobre el que actúen todas las componentes de los esfuerzos, podemos utilizar el principio de superposición obteniendo

$$\epsilon_x = \frac{1}{E} [\sigma_x - \mu(\sigma_y + \sigma_z)] \quad (12.5a)$$

$$\epsilon_y = \frac{1}{E} [\sigma_y - \mu(\sigma_x + \sigma_z)] \quad (12.5b)$$

$$\epsilon_z = \frac{1}{E} [\sigma_z - \mu(\sigma_x + \sigma_y)] \quad (12.5c)$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\tau_{xy}}{G} \quad (12.5d)$$

$$\gamma_{yz} = \frac{\tau_{yz}}{G} \quad (12.5e)$$

$$\gamma_{zx} = \frac{\tau_{zx}}{G} \quad (12.5f)$$

La deformación volumétrica es

$$\frac{\Delta V}{V} = \epsilon_x + \epsilon_y + \epsilon_z \quad (12.5g)$$

Para el caso especial en que $\sigma_x = \sigma_y = \sigma_z = \sigma_0$ y $\tau_{xy} = \tau_{yz} = \tau_{zx} = 0$ la variación de volumen vale

$$\frac{\Delta V}{V} = \frac{3\sigma_0}{E} (1 - 2\mu)$$

El *módulo de deformación volumétrica B* se define por

$$B = \frac{\sigma_0}{\Delta V/V} = \frac{E}{3(1 - 2\mu)} \quad (12.6)$$

Otro tipo de módulo especial es el de *compresión confinada D*, que es la relación entre el esfuerzo axial y la deformación axial en compresión con confinamiento lateral (Fig. 12.1). Este módulo puede obtenerse a partir de las ecuaciones 12.5 haciendo $\epsilon_x = \epsilon_y = 0$. Así pues,

$$\sigma_x = \sigma_y = \frac{\mu}{1 - \mu} \sigma_z \quad (12.7)$$

$$D = \frac{E(1 - \mu)}{(1 + \mu)(1 - 2\mu)} \quad (12.8)$$

Las compresiones simple y confinada suponen deformación tangencial y cambio de volumen. Este importante hecho se demuestra en el ejemplo 12.1

Ejemplo 12.1

Problema. Obtener la deformación volumétrica ($\Delta V/V$) y la deformación tangencial máxima en a) compresión simple, b) compresión confinada.

Solución.

Caso	D. Volumétrica	D. Tangencial
Compresión simple	$\frac{\Delta V}{V} = \epsilon_x + \epsilon_y + \epsilon_z = (1 - 2\mu) \frac{\sigma_z}{E}$	$\tau_{\text{máx}} = \frac{\sigma_z}{2}$ $\gamma_{\text{máx}} = \frac{\sigma_z}{2G}$
Compresión confinada	$\frac{\Delta V}{V} = \epsilon_x + \epsilon_y + \epsilon_z = \frac{(1 + \mu)(1 - 2\mu)\sigma_z}{E(1 - \mu)}$	$\tau_{\text{máx}} = \frac{\sigma_z(1 - 2\mu)}{2(1 - \mu)}$ $\gamma_{\text{máx}} = \frac{\sigma_z(1 - 2\mu)}{2G(1 - \mu)}$

Nota. La deformación volumétrica se hace nula para $\mu = 1/2$. $\tau_{\text{máx}}$ actúa sobre planos que forman 45° con la horizontal. $\gamma_{\text{máx}}$ se produce en un elemento cuyas caras forman 45° con la horizontal.

Para un material elástico, las ecuaciones anteriores dan los incrementos de esfuerzos a partir de un cierto esfuerzo inicial, al igual que los incrementos de esfuerzos partiendo de un esfuerzo nulo. El ejemplo 12.2 deduce ecuaciones que pueden utilizarse para obtener E y μ a partir de las deformaciones medidas.

Ejemplo 12.2

Datos. Las deformaciones $\Delta \epsilon_x = \Delta \epsilon_y$ y $\Delta \epsilon_z$, producidas por los esfuerzos $\Delta \sigma_x = \Delta \sigma_y$ y $\Delta \sigma_z$ sobre una probeta cilíndrica de un material elástico.

Problema. Obtener las expresiones del módulo de Young y del coeficiente de Poisson.

Solución. Las ecuaciones 12.5a y 12.5c se transforman en

$$E\Delta \epsilon_x = \Delta \sigma_x - \mu(\Delta \sigma_x + \Delta \sigma_z)$$

$$E\Delta \epsilon_z = \Delta \sigma_z - 2\mu\Delta \sigma_x$$

Y resolviendo se obtiene

$$E = \frac{(\Delta \sigma_z + 2\Delta \sigma_x)(\Delta \sigma_z - \Delta \sigma_x)}{\Delta \sigma_x(\Delta \epsilon_z - 2\Delta \epsilon_x) + \Delta \sigma_z\Delta \epsilon_z}$$

$$\mu = \frac{\Delta \sigma_x\Delta \epsilon_z - \Delta \epsilon_x\Delta \sigma_z}{\Delta \sigma_x(\Delta \epsilon_z - 2\Delta \epsilon_x) + \Delta \sigma_z\Delta \epsilon_z}$$

Velocidades de onda.

La velocidad de propagación de una onda, o simplemente *velocidad de onda*, se define como la distancia recorrida por una onda, en una unidad de tiempo (Fig. 12.2). Existen varias velocidades de onda diferentes, cada una correspondiente a una onda que produce diferentes tipos de deformación.

Velocidad longitudinal (o en una barra) $C_L = \sqrt{E/\rho}$ (12.9a)

Velocidad tangencial $C_S = \sqrt{G/\rho}$ (12.9b)

Velocidad de dilatación $C_D = \sqrt{D/\rho}$ (12.9c)

donde

- ρ = densidad, igual a γ/g
- g = aceleración de la gravedad
- C_D = velocidad de ondas de compresión en compresión simple y confinada respectivamente.

Debido a estas sencillas relaciones entre el módulo y la velocidad, frecuentemente se mide la velocidad de onda para determinar módulos.

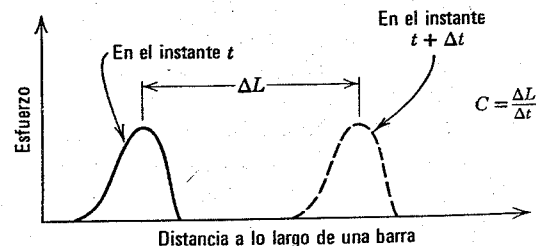


Fig. 12.2. Concepto de velocidad de onda.

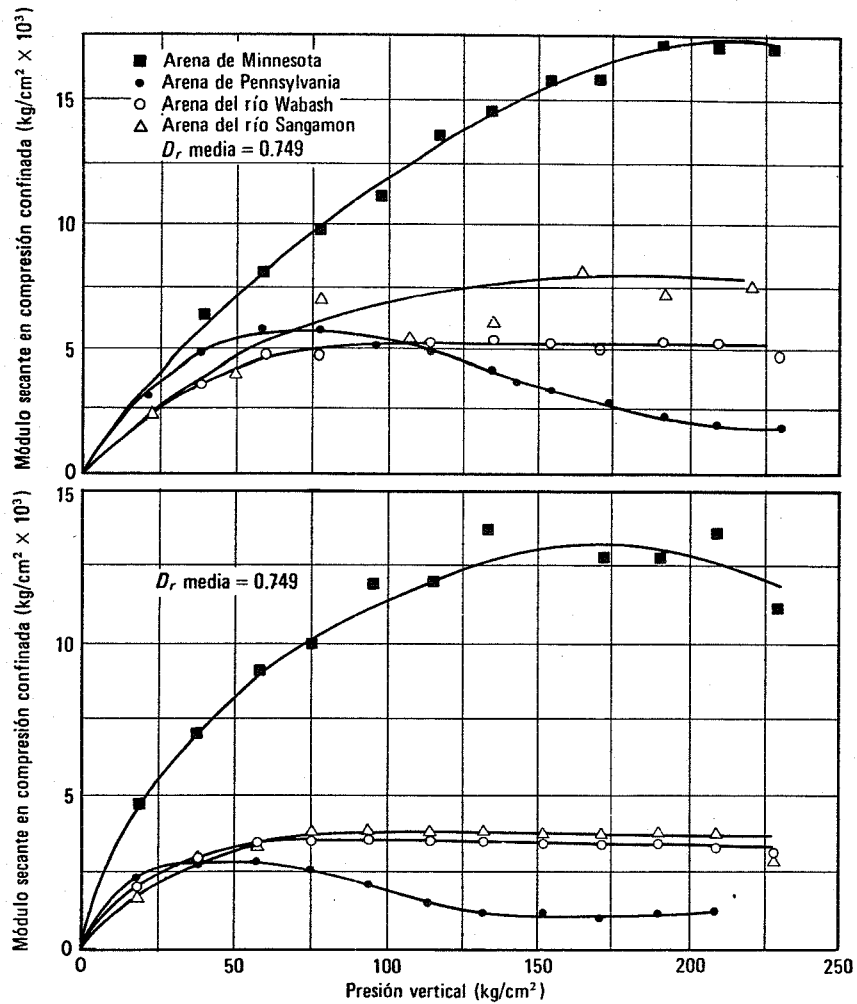


Fig. 12.3. Comportamiento de varias arenas en compresión unidimensional. Módulo secante desde 0 hasta la presión indicada. (Según Hendron, 1963).

12.2 COMPORTAMIENTO EN COMPRESION CONFINADA

La Fig. 10.5 muestra una curva típica esfuerzo-deformación para una arena en compresión confinada. Como no existe deformación lateral durante esta prueba, la deformación axial es exactamente igual a la volumétrica. El ejemplo 12.3 da valores del módulo *D* deducidos de esta curva. Debe advertirse la magnitud general del módulo de compresión con confinamiento medido para una arena, junto con el hecho de que la arena se vuelve más rígida en los procesos de carga y descarga.

Como ya se comentó en el capítulo 10, la rotura y fracturación de las partículas tiene gran importancia para presiones superiores a 35 kg/cm². Así pues, para presiones elevadas el módulo tiende a mantenerse constante o incluso puede decrecer (Fig. 12.3). La arena de Minnesota se componía de partículas duras redondeadas, mientras que la de Pennsylvania estaba formada por partículas angulosas blandas. Las otras dos curvas muestran el comportamiento de arenas bien graduadas.

Ejemplo 12.3

Datos. Curva esfuerzo-deformación de la Fig. 10.5

Problema. Calcular:

- El módulo secante de 0 a 1 kg/cm², carga inicial
- El módulo secante de 1 a 8 kg/cm², carga inicial.
- El módulo secante de 1 a 8 kg/cm², segundo ciclo de carga.
- El módulo secante de 1 a 8 kg/cm², segundo ciclo de descarga.
- El módulo tangente para 1 kg/cm², primer ciclo de carga.

Solución.

Caso	$\Delta \sigma$ (kg/cm²)	Módulo	
		$\Delta \epsilon$	(kg/cm²)
a	1	0.0078	130
b	7	0.0120	580
c	7	0.0043	1630
d	7	0.0031	2300
e ^a	7	0.0298	230

^aMedidas según una tangente, de 1 a 8 kg/cm².

Tabla 12.1 Módulo secante en compresión confinada para diversos suelos granulares en carga virgen

Suelo	Compacidad relativa	Modulo ($\text{kg/cm}^2 \times 10^2$)	
		$\Delta\sigma_1$ de 0.6 a 1 kg/cm^2	$\Delta\sigma_1$ de 2 a 5.2 kg/cm^2
Grava uniforme	0	4.4	8.7
1 mm < D < 5 mm	100	17.0	26.0
Arena bien graduada	0	2.0	3.7
0.02 mm < D < 1 mm	100	7.5	17.6
Arena uniforme fina	0	2.1	5.1
0.07 mm < D < 0.3 mm	100	7.4	17.4
Limo uniforme	0	0.4	2.5
0.02 mm < D < 0.07 mm	100	5.1	11.0

Según Hassib, 1951.

Compacidad relativa inicial

Como podría esperarse, cuanto más suelto es un suelo menor es el módulo para un determinado incremento de carga. Esto se aprecia en los resultados dados en la Tabla 12.1.

Cargas repetidas

La Fig. 12.4 muestra el aumento del módulo en ciclos sucesivos de carga. El módulo aumenta notablemente en-

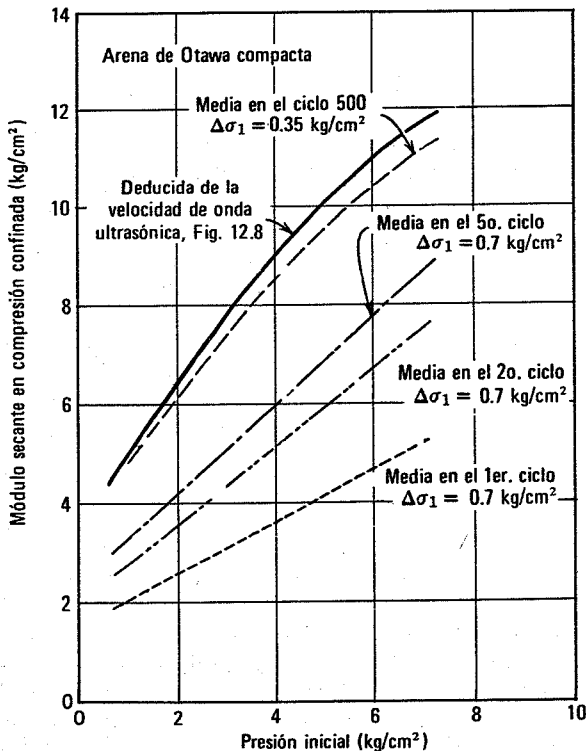


Fig. 12.4. Incremento del módulo secante en compresión confinada en sucesivos ciclos de carga. Nota. Las curvas medias se han trazado a través de datos dispersos.

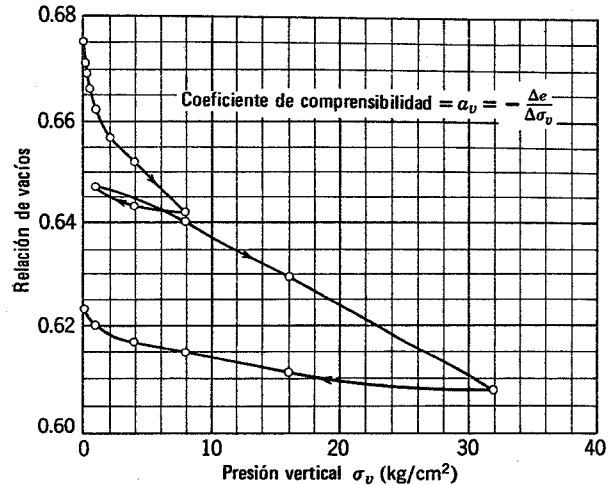


Fig. 12.5. Resultados de una prueba de compresión confinada expresando la relación de vacíos en función de la presión vertical a escala natural.

tre el primero y segundo ciclo. El aumento es gradualmente menor en ciclos sucesivos y al cabo de varios cientos de ciclos la curva esfuerzo-deformación se estabiliza.

Velocidad de carga

Al cargar inicialmente una arena, el módulo depende del tiempo necesario para alcanzar la presión máxima. El módulo puede duplicarse si el tiempo de carga es de 5 mseg en lugar de los varios segundos habituales (ver Whitman y Col., 1964). La influencia de la velocidad de carga es mucho menor en los ciclos posteriores de carga repetida.

Composición

Como en el caso del ángulo de fricción, el módulo depende de la composición en dos maneras: la composición influye en la relación de vacíos para una compacidad relativa determinada, influyendo por tanto sobre el módulo correspondiente a esa compacidad. Para una compacidad relativa dada, el módulo de una arena angulosa será menor que el de una arena redondeada. La Fig. 12.1 muestra la influencia del tamaño y granulometría de las partículas. En general, el módulo disminuye cuando el tamaño de las partículas da lugar a una relación de vacíos mayor para una compacidad relativa dada. La influencia de la composición tiende a desaparecer con presiones muy elevadas y en ciclos sucesivos de carga y descarga.

Otros métodos de representación de los datos

Además de la sencilla fórmula de curva esfuerzo-deformación de la Fig. 10.5, se suelen utilizar otros dos métodos para la representación de estos datos.

La Fig. 12.5 muestra los resultados de la Fig. 10.5 representando la relación de vacíos con la presión vertical

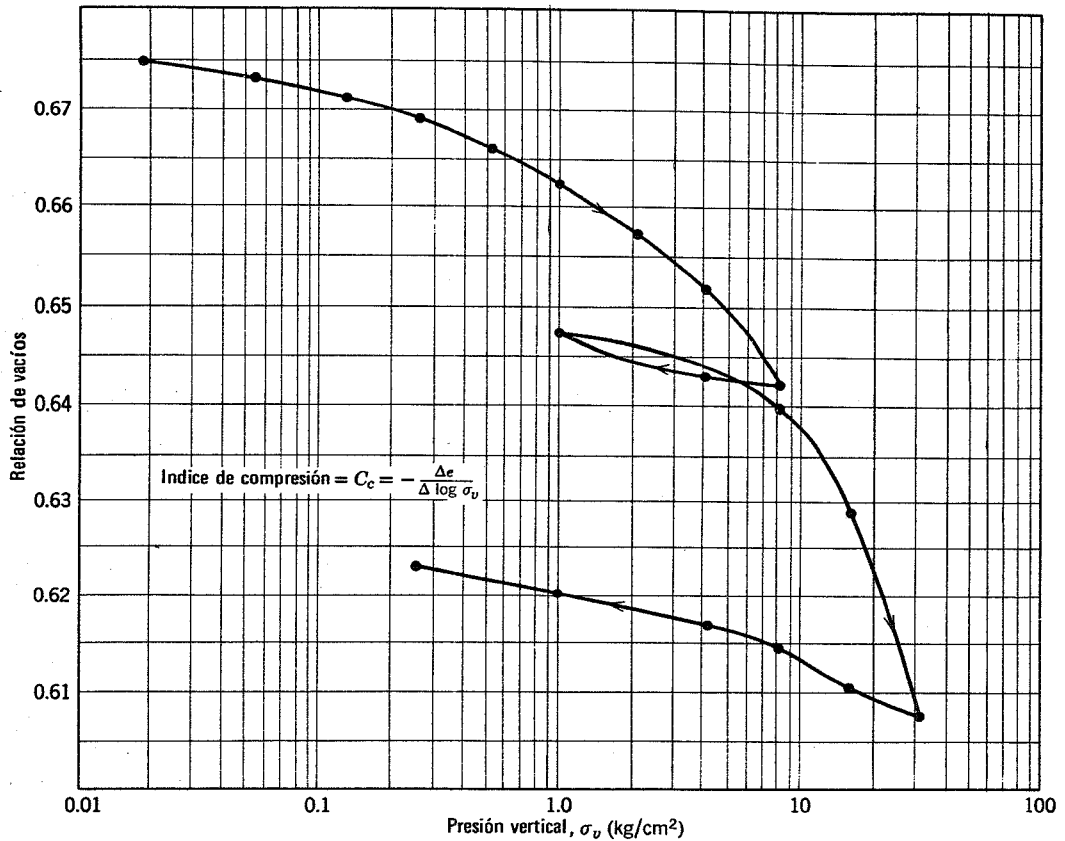


Fig. 12.6. Resultados de una prueba de compresión confinada representando la relación de vacíos en función de la presión en escala logarítmica.

σ_v . La pendiente de la curva resultante se define como *coeficiente de compresibilidad* a_v :

$$a_v = -\frac{de}{d\sigma_v} \quad \text{ó} \quad a_v = -\frac{\Delta e}{\Delta \sigma_v} \quad (12.10)$$

La fig. 12.6 muestra los mismos resultados, representando la relación de vacíos en función de la presión vertical en escala logarítmica. Esta forma de representación es útil por dos razones: a) es conveniente para mostrar el comportamiento esfuerzo-deformación para una amplia gama de presiones; y b) tales curvas se vuelven generalmente más o menos rectas para presiones grandes. Como veremos en la Parte IV, esta forma de diagrama es especialmente apropiada para las arcillas. La Fig. 12.7 muestra las curvas de la Fig. 10.5 representadas de esta forma. Para presiones grandes, las curvas de las diferentes arenas tienden a seguir una trayectoria común. La pendiente de este tipo de curva es el *índice de compresión* C_c .

$$C_c = -\frac{de}{d(\log \sigma_v)} \quad \text{ó} \quad C_c = -\frac{\Delta e}{\Delta(\log \sigma_v)} \quad (12.11)$$

C_c es, por tanto, la variación de la relación de vacíos en un ciclo logarítmico de presiones.

Otro término utilizado también para describir el comportamiento esfuerzo-deformación en compresión confinada es el *coeficiente de variación volumétrica* m_v , que es simplemente el inverso del módulo de deformación confinada:

$$m_v = \frac{d\epsilon_v}{d\sigma_v} \quad \text{ó} \quad m_v = \frac{\Delta \epsilon_v}{\Delta \sigma_v} \quad (12.12)$$

Las relaciones entre D , m_v , a_v y C_c se dan en la Tabla 12.2. La deformación vertical en compresión confinada vale $\Delta e / (1 + e_o)$, siendo e_o la relación de vacíos inicial. El ejemplo 12.4 da algunos valores numéricos típicos.

Ejemplo 12.4

Datos. Las curvas esfuerzo-deformación de las Figs. 10.5, 12.5 y 12.6.

Problema. Obtener los valores de m_v , a_v y C_c para las mismas presiones utilizadas en el ejemplo 12.3.

Solución. Los valores pueden medirse directamente de las figuras. También pueden calcularse mediante las ecuaciones de la Tabla 12.2, pero este cálculo es inexacto en el caso de valores secantes de C_c , ya que la elección de una presión media $\sigma_{v,a}$ influye mucho sobre los valores calculados.

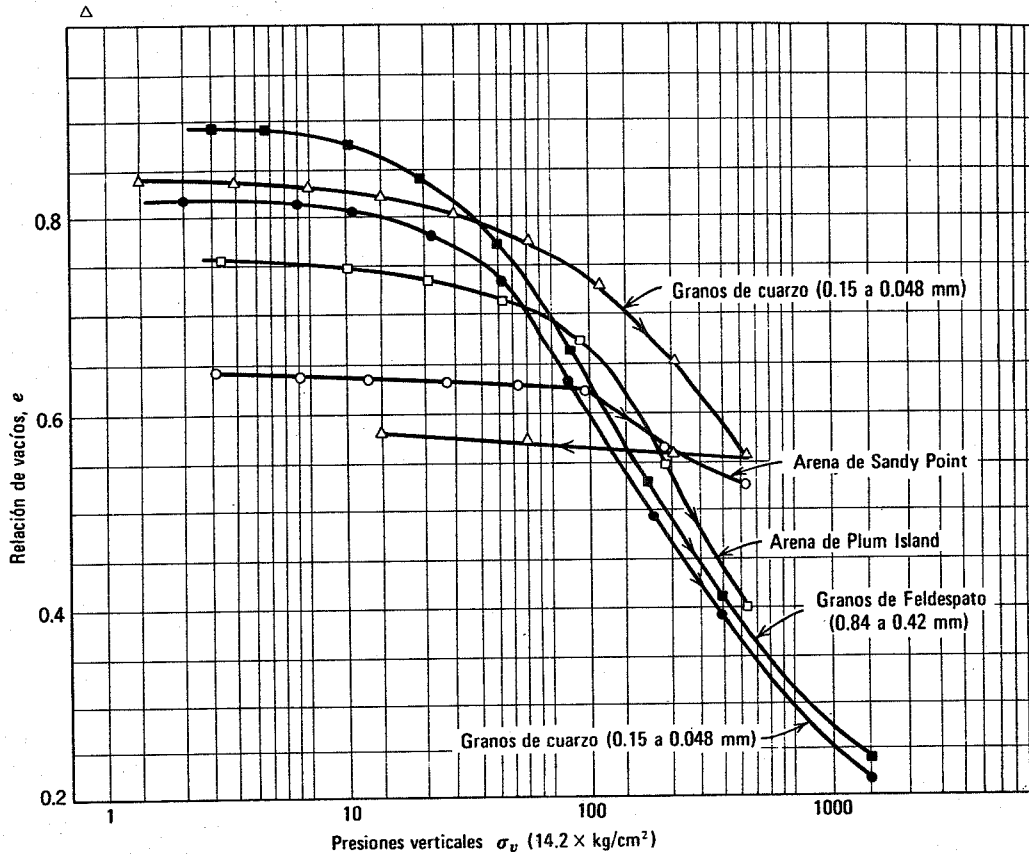


Fig. 12.7. Resultados de pruebas en compresión confinada a altas presiones en varias arenas (datos de Roberts, 1964).

Caso	m_v (cm ² /kg)	a_v (cm ² /kg)	C_c
a	0.0078	0.0130	0.0065
b	0.0017	0.0028	0.0225
c	0.0006	0.0010	0.0079
d	0.00045	0.00073	0.0066
e	0.0045	0.0065	0.0140

Nota. C_c no tiene dimensiones; la variación en un ciclo logarítmico es la misma para cualquier sistema de unidades.

Adviértase que las compresibilidades a_v y m_v disminuyen al aumentar las presiones, pero C_c aumenta. El valor máximo de C_c en la figura 12.6 es 0.07.

La curva esfuerzo-deformación para el primer ciclo de carga se parece generalmente a una parábola. De aquí que la relación esfuerzo-deformación pueda expresarse en la forma

$$\sigma_v = C(\epsilon_v)^n \quad (12.13)$$

El coeficiente C varía con el tipo de suelo y su relación de vacíos inicial. Sin embargo, se ha encontrado que,

Tabla 12.2 Relación entre diversos parámetros de esfuerzo-deformación en compresión confinada

	Módulo con confinamiento	Coefficiente de deformación volumétrica	Coefficiente de compresibilidad	Indice de compresión
Módulo con confinamiento	$D = \frac{\Delta\sigma_v}{\Delta\epsilon_v}$	$D = \frac{1}{m_v}$	$D = \frac{1 + e_0}{a_v}$	$D = \frac{(1 + e_0)\sigma_{va}}{0.435C_c}$
Coefficiente de deformación volumétrica	$m_v = \frac{1}{D}$	$m_v = \frac{\Delta\epsilon_v}{\Delta\sigma_v}$	$m_v = \frac{a_v}{1 + e_0}$	$m_v = \frac{0.435C_c}{(1 + e_0)\sigma_{va}}$
Coefficiente de compresibilidad	$a_v = \frac{1 + e_0}{D}$	$a_v = (1 + e_0)m_v$	$a_v = -\frac{\Delta e}{\Delta\sigma_v}$	$a_v = \frac{0.435C_c}{\sigma_{va}}$
Indice de compresión	$C_c = \frac{(1 + e_0)\sigma_{va}}{0.435D}$	$C_c = \frac{(1 + e_0)\sigma_{va}m_v}{0.435}$	$C_c = \frac{a_v\sigma_{va}}{0.435}$	$C_c = -\frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma_v}$

Nota. e_0 es la relación de vacíos inicial, σ_{va} indica la media de los esfuerzos inicial y final.

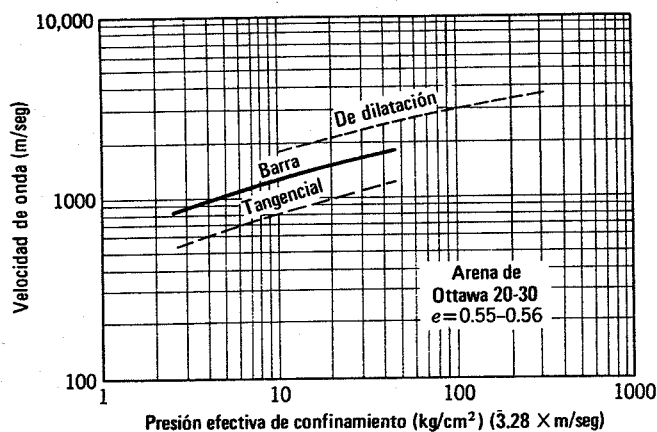


Fig. 12.8. Velocidades de onda en arenas, en función de la presión de confinamiento. Velocidades de dilatación y tangenciales obtenidas por Whitman y Lawrence (1963); velocidades en la barra prismática medidas por Hardin y Richart (1963).

para una amplia variedad de suelos, el exponente n es muy próximo a 2. Para una agrupación perfecta de esferas elásticas, este exponente sería 3. La diferencia entre los valores teórico y real del exponente se debe al deslizamiento y la reorganización de las partículas en un suelo real. La ecuación 12.13 supone que tanto el módulo secante a partir de una presión nula como el módulo tangente deben aumentar proporcionalmente a $\sqrt{\sigma_v}$.

Relación con la velocidad de onda

La Fig. 12.8 muestra valores típicos de la velocidad de ondas de dilatación a través de suelos granulares. La velocidad suele aumentar proporcionalmente a $\sigma_v^{0.25}$, lo cual, respecto a la ecuación 12.9c, significa que el módulo con confinamiento debería aumentar proporcionalmente a $(\sigma_v)^{1/2}$. Sin embargo, el módulo calculado por la ecuación 12.9c, a partir de la velocidad de onda medida, puede ser mucho mayor que el módulo confinado medido directamente en un edómetro. Esto se aprecia en el ejemplo 12.5. La diferencia se debe a que las pequeñas presiones asociadas con una onda sísmica originan principalmente deformaciones elásticas de las partículas, mientras que las grandes presiones aplicadas en una prueba edométrica producen el deslizamiento entre partículas adyacentes. Este caso se ha representado en la Fig. 10.10. Si se utilizan incrementos muy pequeños de presión en el edómetro, el módulo medido directamente resulta aproximadamente igual al calculado a partir de la velocidad de onda (Whitman y Col. 1964). Por otro lado, el módulo medido al cabo de muchos ciclos de carga, incluso mediante grandes incrementos de presión, es también aproximadamente igual al módulo calculado a partir de la velocidad de onda (Fig. 12.4).

Ejemplo 12.5

Datos. La relación velocidad de onda-presión de la Fig. 12.8 y la relación módulo-presión de la Fig. 12.4.

Problema. Calcular el módulo de compresión con confinamiento para una presión de 2 kg/cm^2 . Compárese con el módulo medido directamente.

Solución. $C_D \approx 700 \text{ m/s}$. Un valor típico puede ser $\gamma = 1.70 \text{ t/m}^3$. o $\rho = 1.74 \text{ u.t.m/m}^3$.

$$D = \rho C_D^2 = 1.74 \times 700^2 = 85.000 \text{ kg/cm}^2.$$

frente a 26.000 kg/cm^2 , medido directamente.

Por esta razón la velocidad de onda no suele ser útil para la medida directa de la compresibilidad de un suelo bajo una carga intensa y única, aunque indica la compresibilidad bajo cargas repetidas. Esto parece ser cierto cualquiera que sea la frecuencia de las cargas repetidas.

Para más datos sobre la velocidad de onda ver Hardin y Richart (1963) y Whitman (1966).

12.3 COMPORTAMIENTO EN LA PRUEBA TRIAXIAL

La prueba triaxial estándar (es decir, con presión lateral constante y esfuerzo axial creciente) proporciona una medida directa del módulo de Young. El módulo disminuye al aumentar el esfuerzo axial y para el máximo de la curva esfuerzo-deformación el módulo tangente se hace cero.

Cuando se cita el valor del módulo de Young de un suelo, se trata generalmente del módulo secante a partir de un esfuerzo desviador nulo hasta un esfuerzo desviador igual a $1/2$ ó $1/3$ del esfuerzo desviador máximo. Esta es una gama habitual de esfuerzos de trabajo en los problemas de cimentaciones reales, ya que en estos casos se suele adoptar un factor de seguridad de 2 ó 3. El ejemplo 12.3 muestra el cálculo del módulo a partir de una curva típica esfuerzo-deformación. Para la escala a que se ha representado esta curva, es difícil decir si la curva es lineal o convexa para un valor mitad del máximo. Sin embargo, los precisos datos de la Fig. 12.9 muestran que la curva no es lineal, prácticamente desde el comienzo de la carga.

Kondner y Zelasko (1963) sugieren que las curvas esfuerzo-deformación de la arena en compresión triaxial estándar pueden ajustarse a una ecuación hiperbólica del tipo

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\epsilon_1}{a + b\epsilon_1} \quad (12.14)$$

donde a y b son constantes.

Ejemplo 12.6

Datos. La curva esfuerzo-deformación de la prueba de la Fig. 10.13.

Problema. Determinar el módulo de Young secante para un esfuerzo desviador igual a $1/2$ del esfuerzo máximo.

Solución.

$$\begin{aligned} \Delta \sigma_v (\text{máximo}) &= 3.8 \text{ kg/cm}^2 \\ \Delta \sigma_v (1/2 \text{ del máximo}) &= 1.9 \text{ kg/cm}^2 \\ \Delta \epsilon_v &= 0.002 \\ E &= 950 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Presión de confinamiento

Al aumentar la presión lateral de confinamiento, el módulo aumenta. En el caso en que el esfuerzo inicial σ_o es

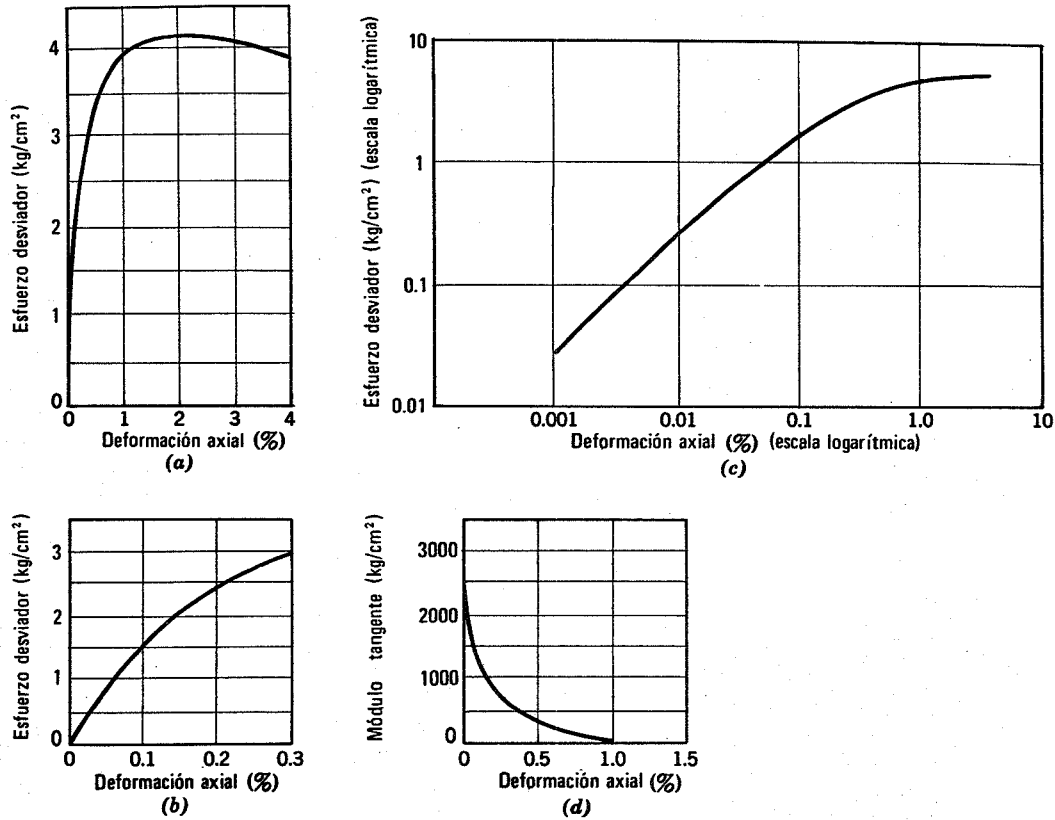


Fig. 12.9. Datos esfuerzo-deformación de una prueba triaxial. Nota. Arena media, subangulosa: porosidad = 0.39; Esfuerzo de confinamiento = 1 kg/cm² (Según Chen, 1948).

isótropo, el módulo aumenta proporcionalmente a σ_o^n , donde n varía de 0.4 a 1.0. Un valor medio razonable es $n = 0.5$. Los mayores valores del exponente tienden a aplicarse a arenas sueltas.

En la mayoría de los problemas prácticos, los esfuerzos antes de aplicar la carga no son isótropos. La influencia del estado real de esfuerzos sobre el módulo no es clara pero la mejor regla disponible es que el módulo depende de la media de los esfuerzos principales; es decir

$$E \sim \sqrt{\sigma_o \frac{1 + 2K_o}{3}} \quad (12.15)$$

donde K_o es el coeficiente de presión lateral en reposo. La ecuación 12.15 sólo es aplicable cuando $1/2 < K_o < 2$ y cuando el factor de seguridad respecto a la falla es de 2 ó más.

Tabla 12.3 Módulo de Young para el primer ciclo de carga

	Suelta	Compacta
Partículas angulosas, frágiles	140 kg/cm ² 2000 psi	350 kg/cm ² 5000 psi
Partículas redondeadas, duras	560 kg/cm ² 8000 p̄si	1050 kg/cm ² 15,000 psi

Nota. Módulo secante para la mitad del esfuerzo desviador máximo, con una presión de confinamiento de 1 atmósfera.

Tabla 12.4 Módulo de Young para cargas repetidas

Suelo (presión de confinamiento de 1 atmósfera)	Módulo de Young (kg/cm ²)	
	Suelta	Compacta
Cuarzo triturado y tamizado, anguloso y fino	17,000	30,000
Arena de Ottawa tamizada, fina y redondeada	26,000	45,000
Arena de Ottawa estándar, media y redondeada	30,000	52,000
Arena tamizada, media, subangulosa	20,000	35,000
Polvo de cuarzo triturado, medio, anguloso	18,000	27,000
Arena gruesa bien graduada, subangulosa	15,000	28,000

Según Chen, 1948.

Factores diversos

La influencia de la relación de vacíos composición, historia de esfuerzos y velocidad de carga sobre E es la misma que sobre D . La Tabla 12.3 indica la influencia general de la compacidad y de la naturaleza de las partículas

Tabla 12.5 Coeficiente de Poisson y Módulo de Young de diversos materiales

Material	Coeficiente de Poisson	Módulo de Young (kg/cm ²)
Anfibolita	0.28-0.30	13.6-17.6 × 10 ⁶
Anhidrita	0.30	9.8 × 10 ⁶
Diabasa	0.27-0.30	12.6-16.9 × 10 ⁶
Diorita	0.26-0.29	10.9-15.6 × 10 ⁶
Dolomita	0.30	16.0-17.6 × 10 ⁶
Dunita	0.26-0.28	21.6-26.5 × 10 ⁶
Gneis	0.15-0.20	12.0-17.2 × 10 ⁶
feldespático		
Gabro	0.27-0.31	12.9-18.4 × 10 ⁶
Granito	0.23-0.27	10.6-12.5 × 10 ⁶
Hielo	0.36	1.03 × 10 ⁶
Caliza	0.27-0.30	12.6-15.6 × 10 ⁶
Mármol	0.27-0.30	12.6-15.6 × 10 ⁶
Micasquisto	0.15-0.20	11.5-14.7 × 10 ⁶
Obsidiana	0.12-0.18	9.4-11.6 × 10 ⁶
Oligoclasa	0.29	11.6-12.3 × 10 ⁶
Cuarcita	0.12-0.15	11.9-14.0 × 10 ⁶
Sal gema	0.25	5.13 × 10 ⁶
Pizarra	0.15-0.20	11.5-16.3 × 10 ⁶
Aluminio	0.34-0.36	8-11 × 10 ⁶
Acero	0.28-0.29	29 × 10 ⁶

Los valores corresponden a las medidas de compresibilidad realizadas en roca por Brace (1966) para presiones de confinamiento de 3 a 5 kilobares. Los valores del acero y el aluminio son de Lange (1956).

sobre E en un primer ciclo de carga hasta la mitad del esfuerzo desviador máximo. La Tabla 12.4 da los valores de E obtenidos al cabo de varios ciclos de carga. Los valores de la Tabla 12.4 indican también el módulo tangente inicial y el módulo calculado a partir de la velocidad de ondas longitudinales.

Es interesante comparar estos valores de E con los correspondientes a los minerales que componen las partículas de un suelo granular y con el acero y el aluminio (ver la Tabla 12.5). La mayor compresibilidad de un suelo, como resultado de su naturaleza discontinua, es evidente en esta comparación.

Coeficiente de Poisson

El coeficiente de Poisson puede calcularse como cociente entre las deformaciones laterales y axial en una prueba triaxial con carga axial. La Fig. 10.13 indicaba valores de este coeficiente en diversas fases de una prueba típica. En la primera fase de deformación, donde se pueden utilizar los conceptos de la teoría de la elasticidad, el coeficiente de Poisson es variable con la deformación. El coeficiente de Poisson de la arena se mantiene constante sólo para las grandes deformaciones que implican la falla y entonces tienen un valor superior a 0.5. Este valor de μ implica la expansión del material en una prueba triaxial (ver el ejemplo 12.1). El coeficiente de Poisson sólo

es menor de 0.5 en las primeras fases de esta prueba, cuando la muestra disminuye de volumen.

Debido a este comportamiento, es muy difícil hacer una determinación exacta del valor de μ para su utilización en un problema. Afortunadamente, el valor de μ suele tener una influencia relativamente pequeña en los cálculos prácticos. En las primeras fases de carga de una arena, cuando es importante la reorganización de las partículas, μ tiene valores típicos de aproximadamente 0.1 a 0.2. Bajo cargas repetidas μ tiende a un valor más o menos constante, oscilando de 0.3 a 0.4. Suele utilizarse la relación entre dos tipos diferentes de velocidades de onda para estimar el valor de μ aplicable a un proceso de carga repetida.

12.4 COMPORTAMIENTO EN OTRAS PRUEBAS

Corte directo

El módulo de deformación tangencial de un suelo encuentra su aplicación más amplia en relación con los problemas de vibración de cimentaciones y se suele calcular por la medida de la velocidad de ondas tangenciales. La Fig. 12.8 muestra la variación típica de la velocidad de ondas tangenciales con la presión de confinamiento. En la Fig. 12.10 se señala el efecto de la relación de vacíos. Factores como la composición influyen sobre C_s ya que modifican la relación de vacíos. La Fig. 12.10 puede utilizarse para una amplia variedad de suelos granulares.

Como en el caso del módulo de compresión simple o con confinamiento, el módulo de deformación tangencial en un caso de carga estática repetida es igual, a efectos prácticos, al módulo calculado a partir de la velocidad de ondas para el mismo esfuerzo inicial. Esto es válido para esfuerzos muy inferiores a los correspondientes a la falla. La presión de confinamiento puede tomarse igual a

$$\sigma_v \left(1 + \frac{2K_0}{3}\right)$$

Pruebas triaxiales especiales

Con objeto de reproducir el tipo de carga esperado en un terreno real se suelen hacer variar las presiones de confinamiento y los esfuerzos axiales en una prueba triaxial. Mediante las ecuaciones deducidas en el ejemplo 12.2 se pueden calcular los valores de E y μ a partir de esta prueba. Esto se ilustra en el ejemplo 12.7.

Ejemplo 12.7

Datos. Los correspondientes a la prueba B , Figs. 10.21 y 10.23.

Problema. Calcular E y μ al final del segundo ciclo de carga.

Solución. El primer paso es obtener los valores de $\Delta \sigma_z = \Delta \sigma_v$ y $\Delta \sigma_x = \Delta \sigma_h$

$$\Delta \sigma_z = \Delta p + \Delta q = 1.52 + 0.83 = 2.35$$

$$\Delta \sigma_x = \Delta p - \Delta q = 1.52 - 0.83 = 0.69$$

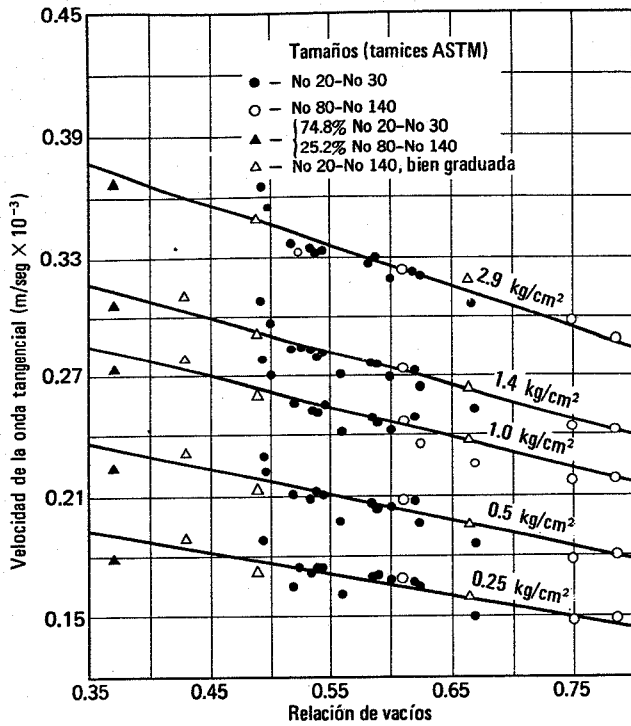
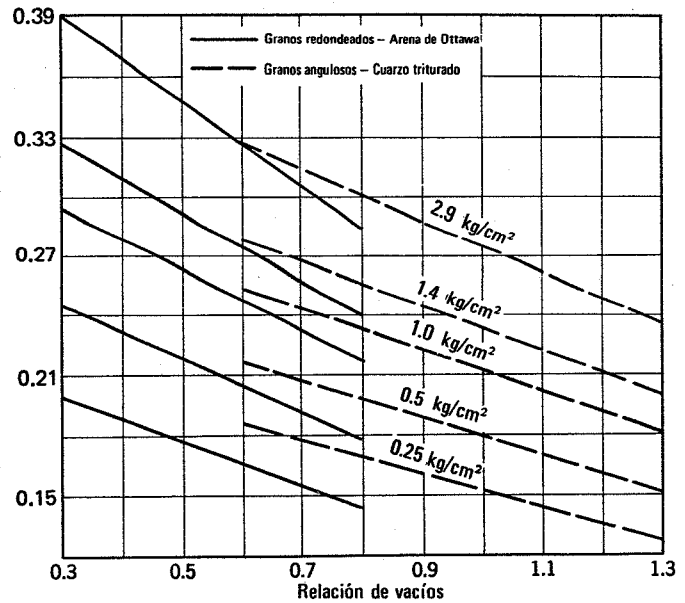


Fig. 12.10. Velocidades de ondas tangenciales en arenas cuarzosas (según Hardin y Richart, 1963).



Las deformaciones para esta carga son

$$\Delta \epsilon_z = 0.0067$$

$$\Delta \epsilon_x = 0.00029$$

Por tanto, según el ejemplo 12.2,

$$E = \frac{(2.35 + 2 \times 0.69)(1.66)}{0.69(0.0067 - 0.0006) + 2.35(0.0067)}$$

$$= \frac{3.73(1.66)}{0.0042 + 0.0157} = 311 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu = \frac{0.69(0.0067) - 0.00029(2.35)}{0.0199}$$

$$= \frac{0.00462 - 0.0068}{0.0199} = 0.20$$

12.5 RESUMEN DE PUNTOS PRINCIPALES

Los conceptos de la teoría de la elasticidad sólo son aplicables con carácter aproximado a los suelos. Sin embargo, suele ser útil emplear estos conceptos y adoptar los valores del módulo de elasticidad y del coeficiente de Poisson aplicables aproximadamente a un estado de carga particular. Se requiere un criterio correcto para la elección de los valores de estos parámetros.

Los mismos factores que influyen sobre ϕ afectan al módulo. Sin embargo, la influencia sobre los módulos es más marcada. Es difícil estimar valores del módulo con gran precisión, siendo necesarios datos de laboratorio para

cada suelo en particular, siempre que se requiera una estimación precisa.

Como el módulo depende de la relación de vacíos y es difícil obtener muestras inalteradas de suelos granulares, resulta extremadamente difícil medir el módulo de estos suelos con precisión. Por la experiencia se deduce que el segundo ciclo de carga en una prueba de laboratorio suele dar la mejor indicación del módulo *in situ*. Aparentemente la influencia de la perturbación de la muestra se compensa por el efecto del primer ciclo de carga. No existen correlaciones adecuadas entre el módulo y la penetración estándar.

PROBLEMAS

12.1 Si $E = 1.200 \text{ kg/cm}^2$ y $\mu = 0.35$, calcular el módulo de deformación confinada D y el módulo de deformación tangencial G .

12.2 Para los datos del problema 12.1 calcular la velocidad de dilatación C_D , la velocidad longitudinal C_L y la velocidad tangencial C_S . Supóngase un valor de ρ razonable para una arena compacta.

12.3 Para una arena se ha encontrado un valor K_o de 0.45. Suponiendo que la arena es un material elástico calcúlese el coeficiente de Poisson.

12.4 Considérense las Figs. 10.21 y 10.23. Para la prueba D , primer ciclo de carga, calcular E y μ para: (a) el incremento de esfuerzos total, y (b) el incremento hasta el primer punto representado. Supóngase en primer lugar

que E y μ pueden calcularse como si se tratara de una prueba triaxial mediante las ecuaciones 12.1 y 12.2. Utilícense a continuación las ecuaciones del ejemplo 12.2.

12.5 Repítase el problema 12.4 utilizando los resultados de la prueba A, segundo ciclo de carga.

12.6 Estímese el módulo de Young (módulo secante para 1/3 de la carga de falla en el primer ciclo de carga)

para una arena compacta bien graduada, subangulosa, situada a una profundidad de 60 m bajo la superficie del terreno.

Indicación: Será necesario estimar varios factores con objeto de llegar a un valor satisfactorio.

12.7 Mediante los datos de la Fig. 12.10 estímese el módulo de deformación tangencial, a una profundidad de 6 m de una arena con $e = 0.6$, $G = 2.7$ y $K_o = 0.5$.

CAPITULO 13

Estructuras de retención y taludes

Con base en los capítulos anteriores, se consideran en este capítulo las estructuras de retención de tierras. En el capítulo 1 se dieron varios ejemplos de estructuras de este tipo. En las Figs. 1.9 y 1.15 aparecían tablestacados y pantallas y en la Fig. 1.12b una excavación apuntalada. La Fig. 13.1 muestra una estructura de retención aún más común: el muro de gravedad.

Al proyectar estructuras de sostenimiento, el ingeniero debe asegurar solamente que no se producirá el colapso o falla. Desplazamientos de varios centímetros o incluso decenas de centímetros no suelen tener importancia siempre que se asegure que no se producirán repentinamente desplazamientos más grandes. Por ello, el método para el proyecto de estructuras de retención suele consistir en analizar las condiciones que existirían en una condición de falla, introduciendo convenientes factores de seguridad para evitar el colapso. Este método se conoce como *diseño límite* y requiere la utilización de la *mecánica del equilibrio límite*.

En las primeras secciones de este capítulo se indican los métodos utilizados para estudiar la estabilidad de estructuras de retención de suelos granulares secos. Existen muchos casos prácticos en los que estos métodos se pueden aplicar directamente. En general, por supuesto, la humedad y el contenido de arcilla de un suelo tienen importancia en los problemas prácticos, pero los métodos desarrollados para suelos granulares secos constituyen la base de los procedimientos (expuestos en las Partes IV y V utilizados en esos casos más complicados).

Existen muchos casos en los que deben considerarse cuidadosamente los desplazamientos de las estructuras de retención: aquellos en los que la condición de estabilidad por sí sola no es suficiente para un proyecto adecuado. Este caso se plantea especialmente en suelos arcillosos, pero también puede presentarse en suelos arenosos. En las últimas secciones de este capítulo se consideran tales situaciones.

El capítulo termina con un breve comentario sobre la estabilidad de taludes en suelos granulares secos.

13.1 METODO DE PROYECTO DE MUROS DE GRAVEDAD

El muro de gravedad se suele utilizar para formar la pared permanente de una excavación, siempre que las con-

diciones de espacio hagan impracticable el formar un talud. Estas condiciones se presentan, por ejemplo, cuando va a existir una carretera o una zona de almacenamiento inmediatamente adyacente a una excavación. Para construir el muro, se forma un talud provisional al borde de la excavación, se construye el muro y a continuación se rellena el espacio comprendido entre el trasdós o respaldo del muro y el talud provisional. En otros tiempos se utilizaron con profusión los muros de mampostería. Actualmente, la mayoría de estos muros son de concreto no reforzado, aunque algunas veces se emplean otros tipos constructivos especiales (ver Huntington, 1957; Teng 1962).

La Fig. 13.2 muestra, en forma general, las fuerzas que actúan sobre un muro de gravedad. La fuerza sustentante soporta el peso del muro más las componentes verticales de las demás fuerzas. El *empuje activo* que se desarrolla al colocar el relleno y cuando actúan otras sobrecargas sobre la superficie del terreno, tiende a empujar el muro hacia el exterior. Este movimiento hacia afuera es contrarrestado por la *resistencia al deslizamiento* en la base del muro y por la *resistencia pasiva** del suelo situado por delante del pie del muro. El empuje activo también tiende a volcar el muro en torno a su pie. Este vuelco es contrarrestado por el peso del muro y la componente vertical del empuje activo. Así pues, el peso de muro es importante por dos conceptos: se opone al vuelco y da lugar a una resistencia al deslizamiento en la base. Por esta razón un muro de este tipo se denomina muro de gravedad (o muro que resiste por su peso).

Un muro de gravedad, junto con el relleno que sostiene y el suelo que le soporta, constituye un sistema con un *grado elevado de indeterminación*. Las magnitudes de las fuerzas que actúan sobre un muro no pueden determinarse únicamente a partir de la estática y además estas magnitudes resultarán afectadas por la secuencia de las operaciones de construcción y relleno. De aquí que el proyecto de un muro de este tipo se basa no sólo en un cálculo para determinar las posibles fuerzas sino en el cálculo de las fuerzas que existirían si el muro comenzase a fallar, es decir a girar o a deslizarse hacia el exterior.

El primer paso de este cálculo es prever el sistema de deformaciones que conducirían a la falla. Esto se ha estu-

* Denominada generalmente "empuje pasivo". (N.T.).

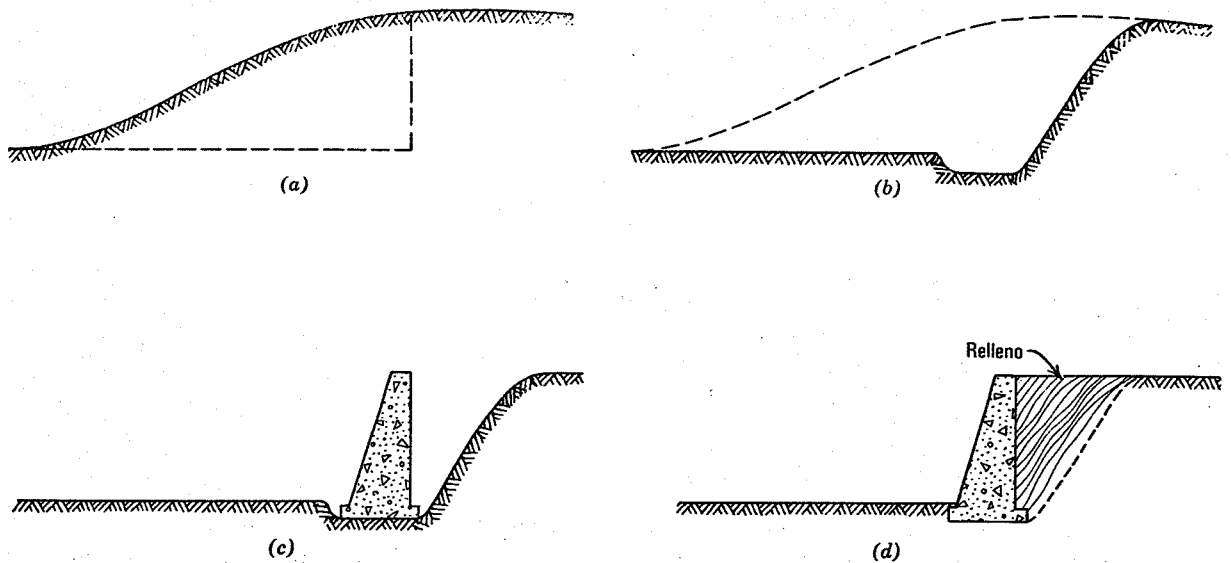


Fig. 13.1. Fases de la construcción de un muro típico de gravedad. a) Excavación prevista. b) Excavación realizada. c) Construcción del muro. d) Vertido del relleno.

diado por medio de pruebas a escala reducida que reproducen los muros reales. La Fig. 13.3 muestra los movimientos durante una prueba de este tipo en la que el suelo granular estaba representado por cilindros de aluminio¹. Los desplazamientos se produjeron al suprimir un soporte que sostenía el muro. El suelo de relleno se movía hacia el muro y hacia abajo. Estos movimientos indican que la falla se produce a través de esta *zona activa*; es decir, toda la resistencia por fricción se movilizó en dicha zona. Una segunda zona de falla por corte (la *zona pasiva*) se desarrollaba al pie del muro cuando éste empujaba contra el suelo.

Considerando estas deformaciones, puede plantearse un método para el proyecto de muros de gravedad. En primer lugar se seleccionan las dimensiones provisionales del muro. A continuación, se determina el empuje activo sobre el muro partiendo de la hipótesis de que la falla por corte se produce a través de la zona activa. A continuación se determina la resistencia correspondiente al peso del muro, la fuerza tangencial en la base del mismo y la zona pasiva delante del pie. Por último se compara el empuje activo y

la resistencia total, la cual debe superar a aquél en la proporción fijada por un factor de seguridad conveniente.

Este método de proyecto se desarrollará en la sección 13.6. Por el momento comentaremos los métodos utilizados para la determinación del empuje activo y la resistencia pasiva.

13.2 ESTADOS DE RANKINE ACTIVO Y PASIVO

Como primer paso para el cálculo del empuje activo y de la resistencia pasiva, calcularemos las condiciones de equilibrio límite para el estado geostático de presiones que se produce en un depósito de suelo de superficie horizontal, no existiendo esfuerzos tangenciales sobre planos horizontales y verticales. Supongamos que este depósito de suelo se expande en dirección horizontal. Cualquier elemento de suelo se comportará entonces como una muestra en una prueba triaxial en la que la presión lateral se reduce mientras que el esfuerzo axial permanece constante, como se muestra por la trayectoria de esfuerzos de la Fig. 13.4. Cuando la presión horizontal disminuya hasta un cierto valor, se movilizará toda la resistencia al corte

¹ Existen muchas variantes de este método básico. Se han realizado pruebas con arena contenida entre dos placas de vidrio. El empleo de varillas metálicas horizontales o incluso mondadientes elimina la necesidad de las paredes de cristal laterales y el problema de la fricción entre estas paredes y la arena. Los métodos de Rayos X se han utilizado también para observar los desplazamientos en masas de suelo (Roscoe y Col., 1963).

El bastidor que aparece en la Fig. 13.3 se emplea en los laboratorios del M.I.T. para experimentos y demostraciones didácticas (ver también la Fig. 13.30). El bastidor tiene 0,70 m de longitud por 0,74 m de altura. Las varillas tienen 15 cm de longitud y son de dos formas y tamaños (redondeadas de 3 y 6 mm de diámetro y aplanadas de 4,7 por 8 mm de sección) para simular el encaje que se produce en los suelos reales. Utilizando este bastidor los estudiantes pueden comprobar sus propios proyectos de pequeñas estructuras de retención, adquiriendo así experiencia en la aplicación de los principios teóricos al diseño.

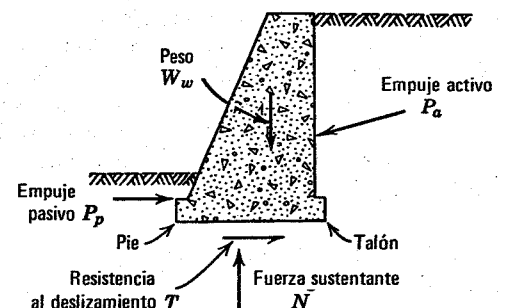


Fig. 13.2. Fuerzas actuantes sobre un muro de gravedad.

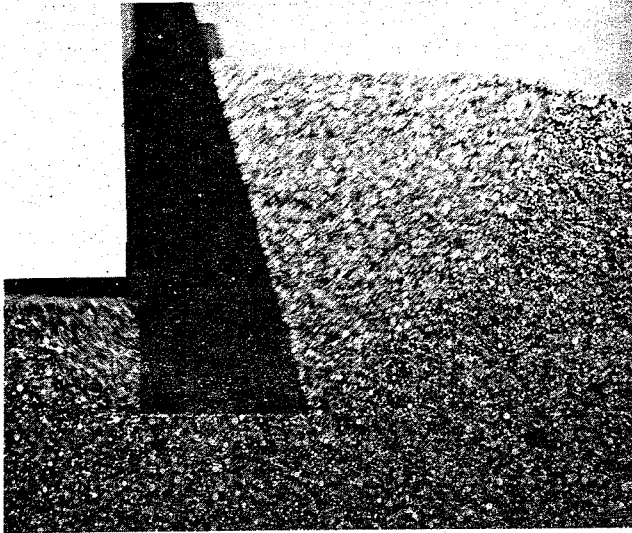


Fig. 13.3. Fotografía con doble exposición mostrando los desplazamientos del "suelo" en torno a un modelo de muro de retención.

del suelo. No será posible una mayor disminución de la presión horizontal. La presión horizontal correspondiente a este estado se denominará *presión activa* y la relación entre la presión horizontal y la vertical se designa como *coeficiente de presión activa*, representado por el símbolo K_a .

La Fig. 13.5 muestra el círculo de Mohr para el estado de presión activa². Por el cálculo de los esfuerzos en falla

² En este capítulo se consideran únicamente los casos en los que la ley de falla es $\tau_{ff} = \sigma_{ff} \operatorname{tg} \phi$. Los métodos aplicables a los casos en los que conviene utilizar la ley $\tau_{ff} = c + \sigma_{ff} \operatorname{tg} \phi$ se comentan en la Parte IV.

durante una prueba triaxial (sección 11.1) ya sabemos que el cociente entre los esfuerzos horizontal y vertical en este caso es

$$K_a = \frac{\sigma_{ha}}{\sigma_v} = \frac{\sigma_{3f}}{\sigma_{1f}} = \frac{1 - \operatorname{sen} \phi}{1 + \operatorname{sen} \phi} = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) = \frac{1 - \tan \alpha}{1 + \tan \alpha} \quad (13.1)$$

Supongamos ahora que el suelo es comprimido en dirección horizontal. Cualquier elemento de suelo se encontrará ahora en el estado de una muestra triaxial fallada aumentando la presión lateral mientras se mantiene constante el esfuerzo vertical [o, si imaginamos que la muestra triaxial se coloca acostada, aumentando el esfuerzo axial mientras se mantiene constante la presión de confinamiento (ver la Fig. 13.4)]. La presión horizontal no puede aumentarse más allá de un cierto valor denominado *presión pasiva*. La relación entre la presión horizontal y la vertical se denomina *coeficiente de presión pasiva* K_p . La Fig. 13.5 muestra también el círculo de Mohr para este estado, siendo la magnitud de K_p

$$K_p = \frac{\sigma_{hp}}{\sigma_v} = \frac{\sigma_{1f}}{\sigma_{3f}} = \frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) = \frac{1 + \tan \alpha}{1 - \tan \alpha} \quad (13.2)$$

Ignorando la ligera diferencia que puede existir en ϕ para las dos trayectorias de esfuerzos diferentes (ver el capítulo 11) vemos que $K_p = 1/K_a$.

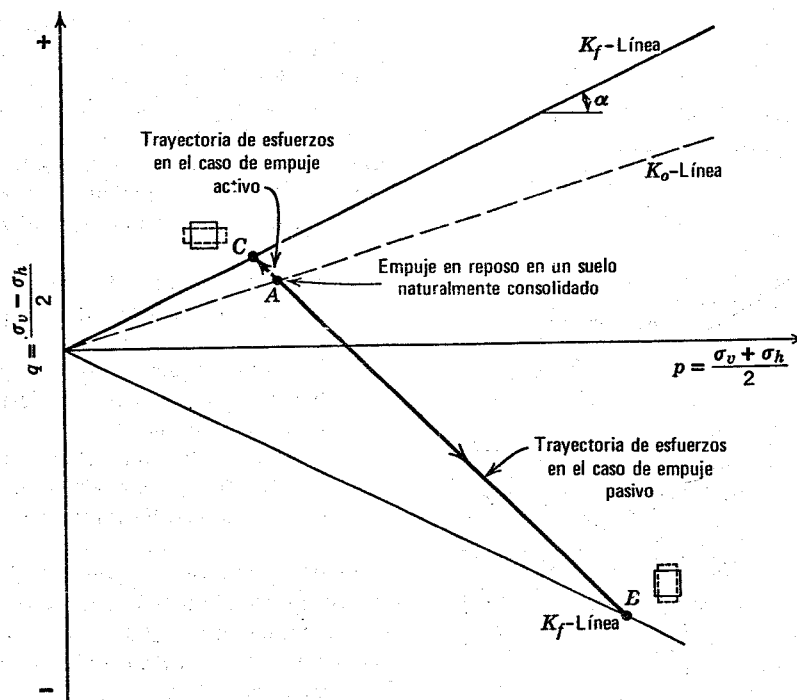


Fig. 13.4. Trayectorias de esfuerzos para los estados activo y pasivo de Rankine.

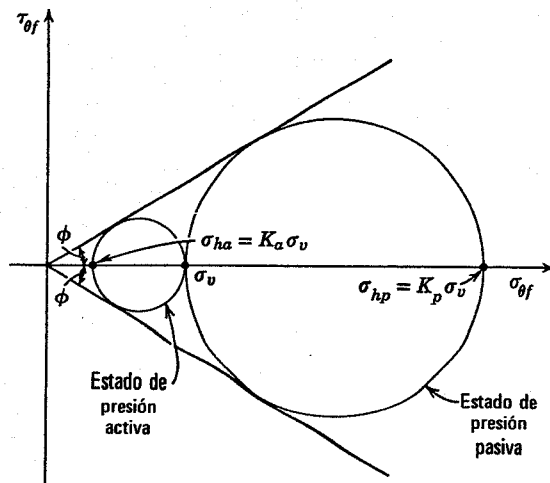


Fig. 13.5. Estados de Rankine correspondientes a las presiones geostáticas.

Así pues, para una presión geostática vertical dada σ_v , la presión horizontal puede variar solamente entre los límites $K_a \sigma_v$ y $K_p \sigma_v$. Estos dos esfuerzos límites se denominan *esfuerzos conjugados*. Los estados correspondientes a los dos casos extremos se denominan *estados de Rankine*, en honor al ingeniero británico del mismo nombre que en 1827 dedujo la relación entre los estados activo y pasivo. Las inclinaciones de las líneas de deslizamiento en los dos casos límites se han representado en la Fig. 13.6, donde se muestra la utilización del polo para obtener estas incli-

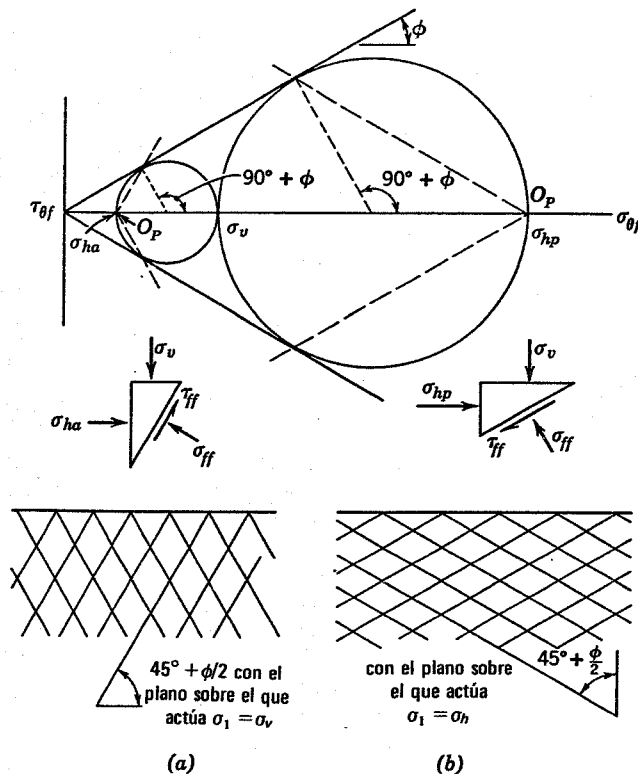


Fig. 13.6. Orientación de las líneas de deslizamiento en los estados de Rankine. a) Estado activo. b) Estado pasivo.

naciones. En el estado activo el esfuerzo tangencial se opone al efecto de la gravedad. En el estado pasivo los esfuerzos tangenciales se superponen a la gravedad para contrarrestar las grandes presiones horizontales.

La Tabla 13.1 da valores típicos de K_a y K_p . Si la dilatación o compresión horizontal del suelo produce deformaciones muy grandes, debe utilizarse el ángulo ϕ_{cv} para

Tabla 13.1 Valores de K_a y K_p para estados de Rankine con esfuerzos geostáticos

ϕ	K_a	K_p
10°	0.703	1.42
15°	0.589	1.70
20°	0.490	2.04
25°	0.406	2.46
30°	0.333	3.00
35°	0.271	3.66
40°	0.217	4.60
45°	0.171	5.83

determinar estos coeficientes. En general, sin embargo, es suficiente con utilizar el valor del ángulo de fricción correspondiente a la resistencia máxima ϕ . Para $\phi = 30^\circ$ las líneas teóricas de deslizamiento formarán 60° con la horizontal en el caso activo y 30° con la horizontal en el caso pasivo.

Deformaciones asociadas con los estados de Rankine

Las deformaciones necesarias para alcanzar los estados activo y pasivo pueden deducirse de los resultados de pruebas triaxiales, como las señaladas con los números 3 y 6 en la Fig. 10.22. Estos resultados se han reproducido nuevamente en la Fig. 13.7. La parte a) de esta figura muestra la trayectoria de esfuerzos y las deformaciones horizontal y vertical; en la parte b) aparece la deformación horizontal en función de la relación de esfuerzos K . Las conclusiones más importantes son:

1. Se requiere una deformación horizontal muy pequeña, menor del -0.5% , para alcanzar el estado activo.
2. Con una pequeña compresión horizontal, de aproximadamente el 0.5% , se alcanza la mitad de la resistencia pasiva máxima.
3. Se requiere una compresión horizontal mucho mayor, de aproximadamente el 2% , para movilizar la máxima resistencia pasiva.

Estos resultados son típicos para la mayoría de las arenas compactas. En arenas sueltas las dos primeras conclusiones permanecen válidas, pero la compresión horizontal necesaria para movilizar toda la resistencia pasiva puede llegar hasta el 15% .

Existen dos razones por las cuales se requiere menor deformación para alcanzar el estado activo que el estado pasivo. En primer lugar una descarga (estado activo) siem-

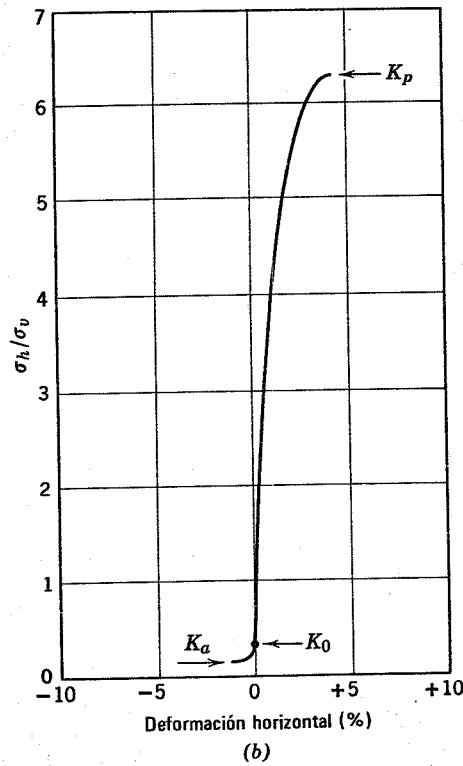
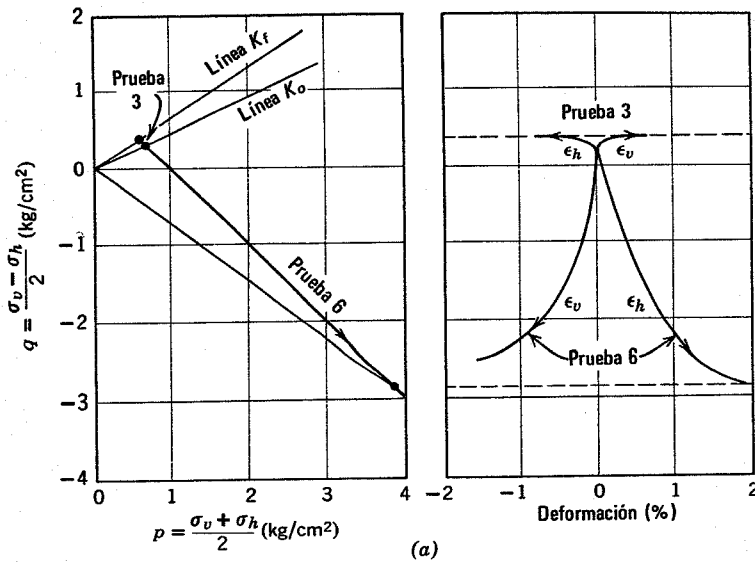


Fig. 13.7. Deformaciones necesarias para que se alcance el estado activo o pasivo en una arena compacta. a) Trayectoria de esfuerzos y relación entre q y la deformación. b) Relación entre K y la deformación horizontal.

pre supone menos deformación que un proceso de carga (estado pasivo). En segundo lugar, la variación de esfuerzos para pasar al estado activo es mucho menor que la necesaria para pasar al estado pasivo.

Los anteriores resultados son aplicables cuando el estado inicial es del tipo K_o . Si inicialmente $\sigma_h/\sigma_v \neq K_o$, podrán requerirse deformaciones algo diferentes para al-

canzar los estados límites. Además, la mayoría de los problemas reales referentes a estructuras de sostenimiento corresponden a casos de deformación plana y por tanto los datos triaxiales aquí incluidos son sólo indicativos de los aplicables en los problemas reales. Son más adecuados los datos correspondientes a pruebas de deformación plana.

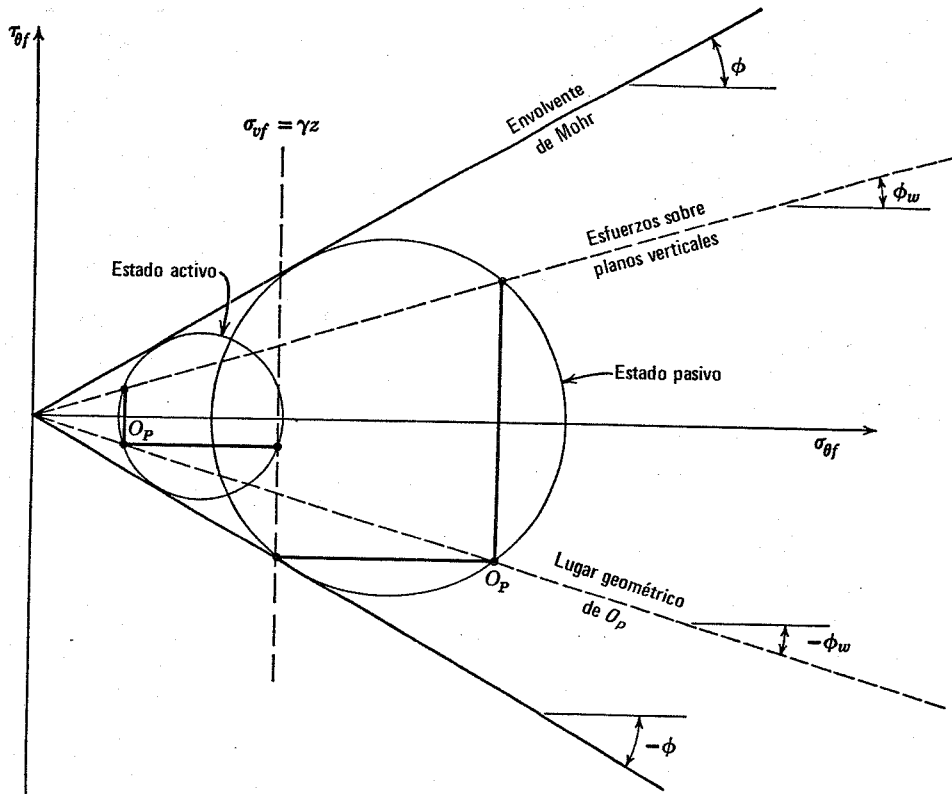


Fig. 13.8. Estados de Rankine en un terreno horizontal con esfuerzos tangenciales sobre superficies verticales.

Estados diferentes del geostático

Los conceptos de presión activa y pasiva, y de presiones conjugadas, se aplican a la mayoría de los problemas relacionados con presiones geostáticas horizontales. Por ejemplo, consideremos el caso en que la superficie del terreno es plana pero existen esfuerzos tangenciales o cortantes sobre todos los planos verticales. Estos esfuerzos tangenciales pueden representarse por $\tau_{vh} = \sigma_h \operatorname{tg} \phi$. La Fig. 13.8 muestra la representación de Mohr para los estados de Rankine activo y pasivo correspondientes a este caso. Los círculos de Mohr deben satisfacer las siguientes condiciones:

1. $\sigma_v = \gamma z$. Los esfuerzos tangenciales sobre planos verticales no alteran este estado ya que estos esfuerzos se anulan a ambos lados de una columna de suelo.
2. Los esfuerzos tangenciales sobre un plano horizontal son iguales a los que existen sobre un plano vertical pero de signo contrario.
3. El círculo de Mohr debe pasar por el punto correspondiente a las condiciones 1 y 2 y ser tangente a líneas inclinadas $\pm \phi$.

Una cuidadosa inspección de la figura demuestra que el polo debe estar situado en una línea inclinada $-\phi_w$. Por tanto una vertical trazada por O_p cortará esta línea de inclinación ϕ_w en un punto correspondiente a los esfuerzos sobre planos verticales. El ejemplo 13.1 muestra la forma de realizar esta construcción. Es posible deducir

ecuaciones que dan los esfuerzos conjugados en tales casos (Taylor, 1948). La forma de las ecuaciones diferirá de la de las ecuaciones 13.1 y 13.2, pero los conceptos siguen siendo los mismos.

13.3 MUROS DE RETENCION SIN FRICCION EN EL TRASDÓS

El paso siguiente es considerar el caso de un muro sencillo de retención en el que: a) el relleno es de superficie horizontal; b) la pared del muro en contacto con el suelo es vertical; y c) no existen esfuerzos tangenciales entre el paramento vertical del muro y el suelo. Este sencillo caso servirá para ilustrar los conceptos y métodos necesarios para la resolución de problemas más complejos. Consideraremos en primer lugar el caso del empuje activo.

Empuje activo según la cuña de Rankine

Una forma de calcular el empuje activo para este caso es suponer que la zona activa es un triángulo o cuña y que todos los puntos del interior de la misma se encuentran en el estado activo de Rankine.

Las líneas de deslizamiento para este caso se muestran en la Fig. 13.9. En la zona de Rankine la presión horizontal a una profundidad z vale:

$$\sigma_h = K_a \gamma z \quad (13.3)$$

donde

- γ = peso específico del suelo
- z = profundidad bajo la superficie del terreno.
- K_a = coeficiente de presión activa (ecuación 13.1)

Las presiones horizontales sobre el muro aumentan linealmente con la profundidad. Por tanto el empuje total sobre el muro será

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \quad (13.4)$$

siendo

- H = altura del muro
- P_a = empuje activo horizontal

El empuje total resultante P_a actuará en un punto situado a $1/3$ de la distancia desde la base a la coronación del muro.

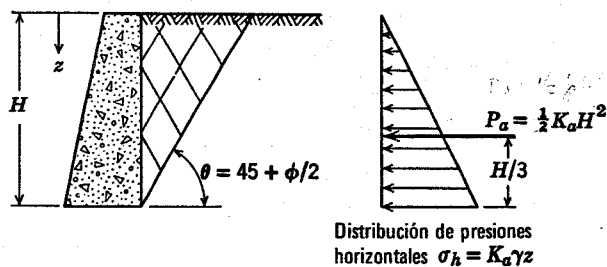


Fig. 13.9. Empuje activo en el caso sencillo de Rankine.

► Ejemplo 13.1

Datos. Terreno con superficie horizontal, $\gamma = 1.80 \text{ t/m}^3$, $\phi = 30^\circ$. Sobre planos verticales, $\tau_{vh} = -\sigma_h \text{ tg } 30^\circ$.

Problema. Calcular para el estado activo, a una profundidad de 3 m: esfuerzo horizontal, direcciones de los esfuerzos principales, orientación de las líneas de deslizamiento.

Solución. Es necesario proceder por tanteos. Se supone en primer lugar que los esfuerzos tangenciales sobre el plano horizontal vienen representados por el punto A en la Fig. E13.1. El círculo de Mohr correspondiente al estado de rotura es el dibujado de trazos. Para este círculo, el polo se encuentra en O_p y los esfuerzos sobre el plano vertical vienen dados por el punto B' . Este resultado no cumple la condición de que $\tau_{vh} = -\sigma_h \text{ tg } 30^\circ$. Posteriores tanteos muestran que esta condición sólo es satisfecha por el círculo de Mohr trazado de línea continua, siendo los esfuerzos sobre planos verticales y horizontales los correspondientes a los puntos A y B respectivamente.

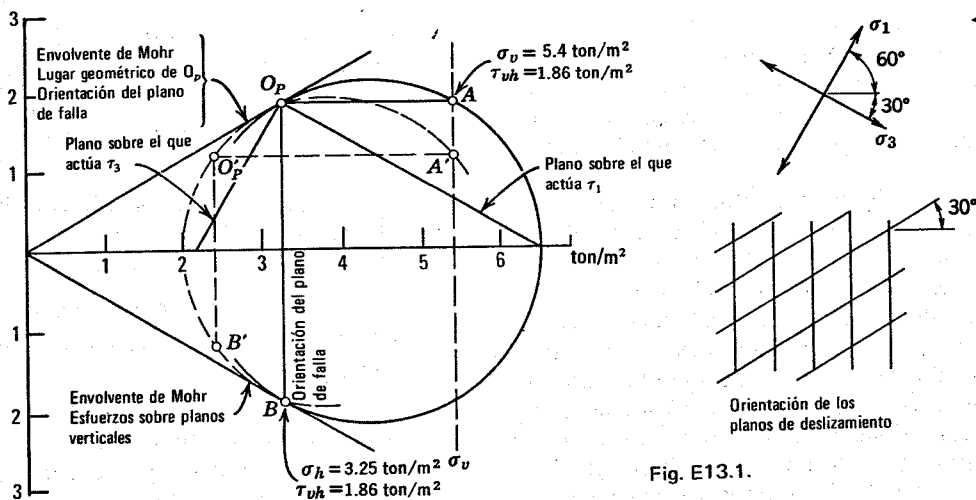


Fig. E13.1.

► Ejemplo 13.2

Datos. Muro de retención representado en la Fig. E13.2.

Problema. Calcular para el estado activo:

- a. Presiones horizontales en la base del muro.
- b. Empuje horizontal total.
- c. Posición del empuje.

Solución. De la Tabla 13.1 se obtiene $K_a = 0.333$

a. En la base, $\sigma_h = (1.80) (6) (0.333) = 3.6 \text{ t/m}^2$.

b. $P_a = -\frac{1}{2} (3.6) (6) = 10.8 \text{ t}$ por metro de muro

c. El empuje actúa a $6/3 = 2\text{m}$ por encima de la base del muro.

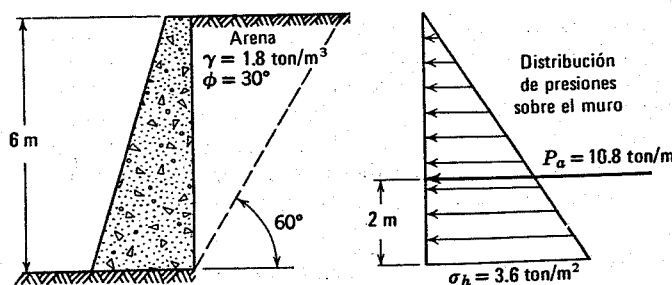


Fig. E13.2.

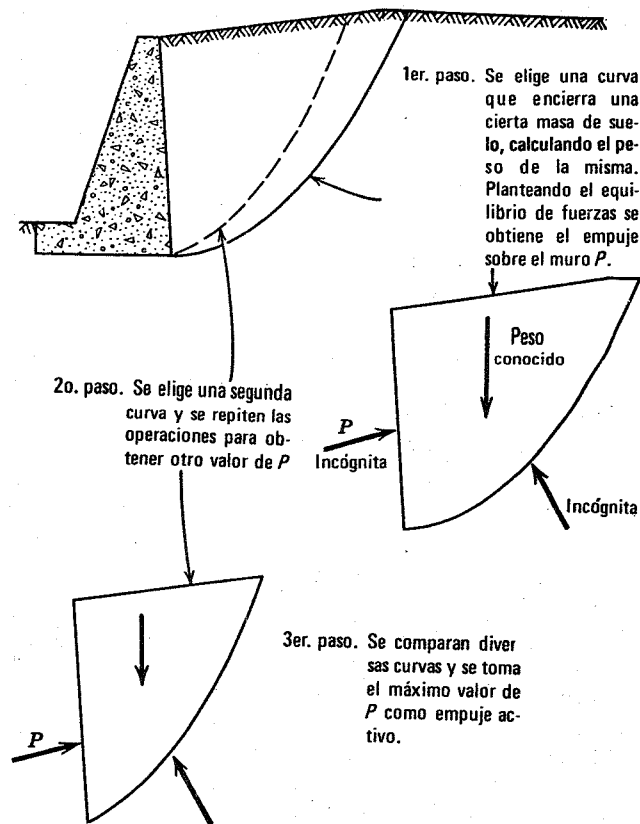


Fig. 13.10. Fases del cálculo de estabilidad por el método de la cuña.

El ejemplo 13.2 muestra el cálculo del empuje activo mediante estas ecuaciones. Para el cálculo de K_a debe utilizarse el ángulo de fricción máximo. Sin embargo, los rellenos suelen estar generalmente en un estado poco compacto, por eso un valor típico de ϕ suele ser 30° aproximadamente.

Esta solución es intuitivamente satisfactoria. Se cumple la condición de equilibrio y la de falla en cada punto dentro de la zona de Rankine, al igual que las condiciones de contorno en la superficie del relleno (ausencia de esfuerzos tangenciales) y sobre el parámetro del muro (ausencia de esfuerzos tangenciales). Sin embargo, esta solución no es exacta en sentido matemático. Tal solución no dice nada sobre los esfuerzos en el exterior de la zona de falla; de aquí que no existe seguridad completa de que los esfuerzos en el exterior de esta zona satisfagan las condiciones de equilibrio sin violar la ley de falla. Existen otras dificultades que comentaremos en la sección 13.5.

Como la utilidad de las ecuaciones 13.1, 13.3 y 13.4 no puede demostrarse matemáticamente, esta utilidad sólo puede apreciarse comparando lo calculado mediante estas ecuaciones con los valores medidos en la realidad. Comparaciones de este tipo han sido realizadas por Terzaghi (1934) encontrándose que dichas ecuaciones dan estimaciones razonables para las condiciones especificadas.

Cálculo del empuje activo por el método de la cuña

El método de la cuña supone los siguientes pasos, representados en la Fig. 13.10:

1. Se considera una cuña de suelo limitada por el trasdós del muro. La fuerza P que debe existir entre esta cuña y el muro se obtiene planteando las ecuaciones de equilibrio correspondientes a la cuña aislada.
2. Se considera otra cuña diferente limitada por otro contorno en el terreno. Se vuelve a calcular la fuerza P existente entre el muro y la cuña.
3. La fuerza real que actuará sobre el muro será el valor máximo de P obtenido al considerar todas las cuñas posibles.

A pesar de que el empuje activo es el mínimo posible con el que el terreno puede estar en equilibrio, debemos determinar la cuña correspondiente al máximo valor de este empuje para que se cumpla la hipótesis de que se ha movilizadocompletamente la resistencia al corte del suelo.

La Fig. 13.11 muestra la aplicación de este método al problema de un muro de retención sin fricción en el paramento de trasdós. El ejemplo 13.3 detalla los cálculos correspondientes. Se han considerado únicamente cuñas limitadas por planos trazados por el talón del muro. Existen esfuerzos normales repartidos sobre IJ y JM , y esfuerzos tangenciales distribuidos sobre JM , pero el cálculo se puede realizar con las resultantes P y F de estos esfuerzos.

► Ejemplo 13.3

Datos. Muro de retención y relleno del ejemplo 13.2

Problema. Calcular el empuje activo por el método de la cuña.

Solución. La Fig. E13.3-1 muestra a escala las cuñas estudiadas y los polígonos de fuerzas para $\theta = 45^\circ$ y $\theta = 60^\circ$. Puede utilizarse la ecuación 13.5 para calcular P para diversos valores de θ .

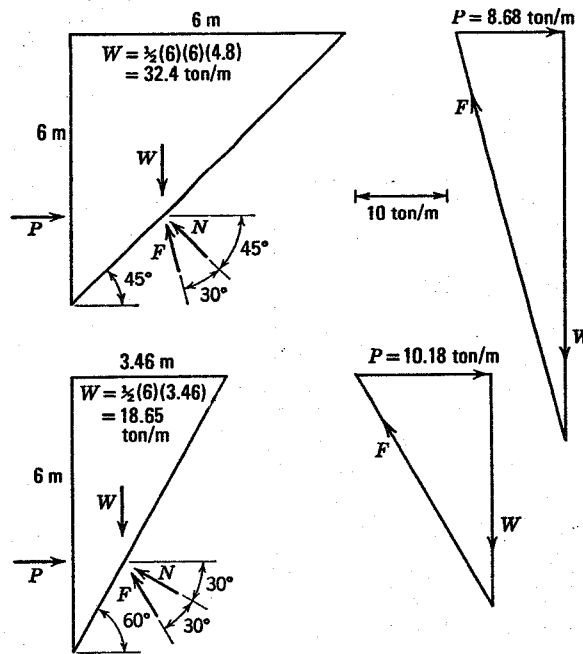


Fig. E13.3-1

θ	$\cot\theta$	$\tan(\theta - 30^\circ)$	Producto	P
55	0.700	0.466	0.328	10.62
$57\frac{1}{2}$	0.637	0.520	0.331	10.72
60	0.577	0.577	0.333	10.78
62	0.521	0.637	0.331	10.72
65	0.467	0.700	0.328	10.62

El diagrama de la Fig. E13.3-2 muestra gráficamente la forma de variación de P con θ .

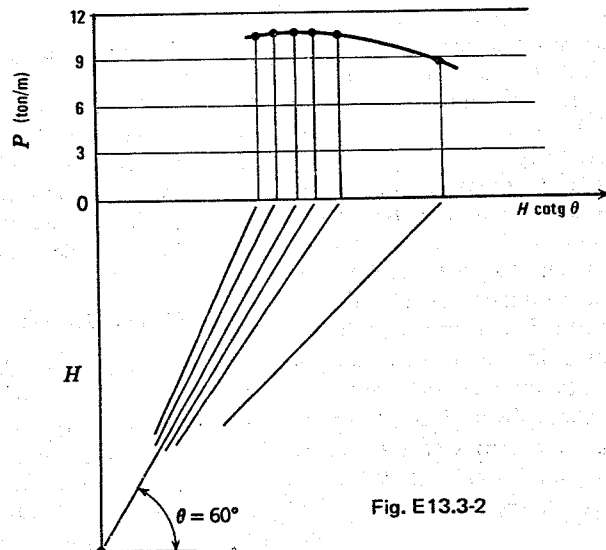
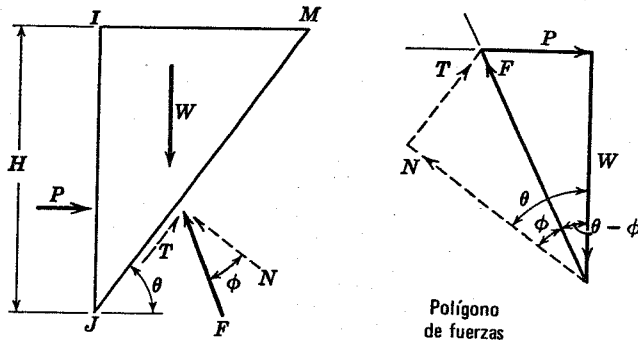


Fig. E13.3-2

Fuerzas que actúan sobre una cuña aislada:

- W = peso del suelo = $1/2 \gamma H^2 \cot \theta$
- P = resultante de las presiones existentes entre el suelo y el muro
- N = resultante de los esfuerzos normales en la masa de suelo, sobre el plano elegido
- T = resultado de los esfuerzos tangenciales en la masa del suelo sobre el mismo plano = $N \operatorname{tg} \phi$
- F = resultante de N y T



Ecuaciones de equilibrio

$$\begin{aligned} \Sigma V = 0: \quad F &= \frac{W}{\cos(\theta - \phi)} \\ \Sigma H = 0: \quad P &= W \tan(\theta - \phi) \\ \therefore P &= \frac{1}{2} \gamma H^2 \cot \theta \tan(\theta - \phi) \quad (13.5) \end{aligned}$$

Fig. 13.11. Equilibrio de una cuña de suelo en el caso de un muro de retención sencillo: empuje activo.

1er. Paso. Planteamiento del equilibrio de la cuña. El peso W se conoce en magnitud y dirección. Las fuerzas resultantes P y F se determinan en dirección, pero no en magnitud. De aquí que existen dos incógnitas (las magnitudes de P y F) y 2 ecuaciones de equilibrio de fuerzas. El problema es determinado estáticamente y puede resolverse por medio de la estática.

Para resolver este problema de equilibrio resulta útil un *polígono de fuerzas*. Las fuerzas que actúan sobre la cuña se representan en forma de vectores, cuya punta coincide con el extremo del vector siguiente. En este problema se representa en primer lugar W a una escala conveniente. A continuación se trazan las direcciones de P y F y su intersección da el punto de cierre del polígono. Las magnitudes de P y F pueden medirse a escala en el diagrama o, si se quiere, el polígono de fuerzas puede utilizarse también para plantear el par de ecuaciones a resolver para obtener las magnitudes de P y F .

Pasos 2o. y 3o. Determinación de la cuña crítica. Existen varios métodos para obtener la cuña más crítica.

Un método consiste en suponer varias inclinaciones del plano de deslizamiento, determinando el valor de P correspondiente a cada inclinación. Puede utilizarse la ecuación 13.5 para diferentes valores de θ o construir un polígono de fuerzas para cada θ , midiendo a escala el valor de P . El ejemplo 13.3 muestra la variación de P con θ , en una forma que resulta adecuada para representar los resultados. El empuje P es máximo para $\theta = 60^\circ$. Si P fuera menor que el valor calculado, el terreno se rompería según un talud de esta inclinación.

Para este sencillo caso, el análisis se puede realizar matemáticamente (ver el ejemplo 13.4). La ecuación de equilibrio contiene la variable θ que define el límite de la cuña a través del suelo. Haciendo máxima la expresión de P respecto a θ , se puede encontrar el empuje real, así como la situación del plano crítico de deslizamiento. También existe un método gráfico para obtener la inclinación crítica (ver Taylor 1948, pág. 497).

El empuje máximo obtenido por estos métodos es el empuje activo P_a .

► Ejemplo 13.4

Datos. La ecuación 13.5 (en la Fig. 13.11) que expresa P en función de θ .

Problema. Calcular el valor máximo de P y el valor de θ para el que tiene lugar dicho máximo.

Solución.

$$\begin{aligned} \frac{\partial P}{\partial \theta} &= \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[-\frac{\tan(\theta - \phi)}{\operatorname{sen}^2 \theta} + \frac{\cot \theta}{\cos^2(\theta - \phi)} \right] \\ &= \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{-\operatorname{sen}(\theta - \phi) \cos(\theta - \phi) + \operatorname{sen} \theta \cos \theta}{[\operatorname{sen} \theta \cos(\theta - \phi)]^2} \\ &\quad - \frac{\operatorname{sen} \theta \cos \theta (\cos^2 \phi - \operatorname{sen}^2 \phi - 1)}{-\operatorname{sen} \phi \cos \phi (\operatorname{sen}^2 \theta - \cos^2 \theta)} \\ &= \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\operatorname{sen} 2\theta \operatorname{sen}^2 \phi + \operatorname{sen} \phi \cos \phi \cos 2\theta}{[\operatorname{sen} \theta \cos(\theta - \phi)]^2} \\ &= \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\operatorname{sen} \phi \cos(2\theta - \phi)}{[\operatorname{sen} \theta \cos(\theta - \phi)]^2} \end{aligned}$$

Esta expresión se anula para $\cos(2\theta - \phi) = 0$: $2\theta_{cr} - \phi = 90^\circ$ y $\theta_{cr} = 45^\circ + \phi/2$

Substituyendo en la ecuación 13.5

$$\begin{aligned} P_a &= \frac{1}{2} \gamma H^2 \cot \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \operatorname{tg} \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \\ &= \frac{1}{2} \gamma H^2 \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \end{aligned}$$

Equilibrio de momentos en la cuña

La línea de acción del vector W pasa por el centroide de la cuña. Una posición posible de los vectores P y F se muestra en la Fig. 13.12: P actúa al tercio de la altura del muro y F al tercio de la superficie de deslizamiento. Estas posiciones de P y F están de acuerdo con una variación lineal de esfuerzos con la profundidad.

Crítica del método de la cuña

El método de la cuña no considera los estados de esfuerzos en el interior ni en el exterior de la cuña, no existiendo tampoco en este caso completa seguridad de que los esfuerzos en tales zonas satisfagan la condición de equilibrio sin incumplimiento de la ley de falla. Así pues, aunque la solución es satisfactoria intuitivamente, no puede demostrarse matemáticamente su exactitud.

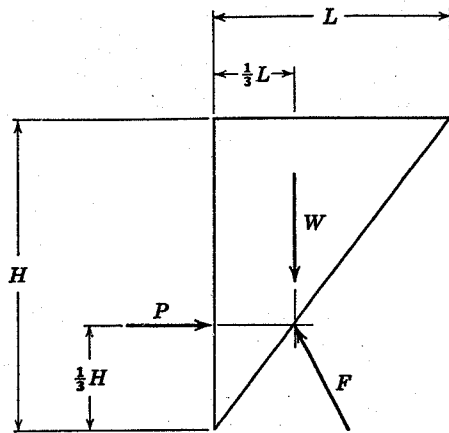


Fig. 13.12. Posición de las fuerzas para que la cuña deslizante cumpla el equilibrio de momentos.

Para los casos considerados en esta sección, el método de la cuña da exactamente el mismo resultado que el método de Rankine. De hecho, para este caso, el método de la cuña sólo repite los pasos que conducen (capítulo 8) a las ecuaciones del círculo de Mohr. La diferencia entre ambos métodos es mayor cuando se llega a situaciones más complejas.

El método de la cuña se debe al ingeniero francés Coulomb, quien lo espuso en 1776, casi un siglo antes de que Rankine publicara sus teorías (aparentemente sin conocimiento del trabajo de Coulomb). Por ello, Coulomb puede ser considerado como el fundador de las teorías de empuje activo. La contribución de Rankine fué introducir el concepto de presión pasiva y relacionar los dos casos extremos de presión activa y pasiva.

► Ejemplo 13.5

Datos. El muro de retención del ejemplo 13.2 con una sobrecarga de 5 ton/m².

Problema. Calcular el empuje activo sobre el muro y la posición de este empuje.

Solución. El empuje adicional debido a la sobrecarga (ver la Fig. E13.5) es

$$(5)(6)(\frac{1}{3}) = 10 \text{ ton/m}$$

$$P\bar{x} = (10)(3) + (10.8)(2) = 51.6 \text{ m-ton}$$

$$\bar{x} = \frac{51.6}{20.8} = 2.48 \text{ m}$$

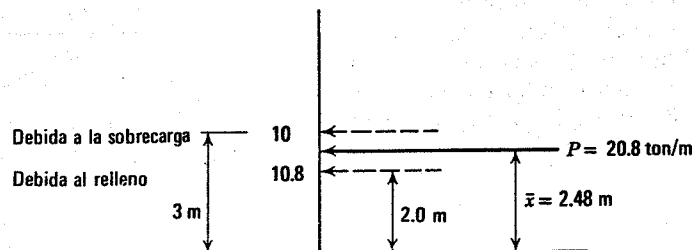


Fig. E13.5.

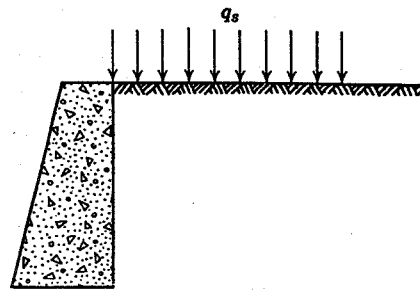


Fig. 13.13. Muro de retención con sobrecarga uniforme.

Empuje activo con sobrecarga uniforme

Los métodos presentados en las secciones anteriores pueden ampliarse fácilmente a aquellos casos en los que existe una sobrecarga sobre la superficie del relleno de trasdós del muro. Esta sobrecarga puede deberse a un material almacenado o a vehículos estacionados.

Con una sobrecarga uniforme q_s (Fig. 13.3) el esfuerzo vertical a una profundidad cualquiera es simplemente³

$$\sigma_v = q_s + \gamma z$$

El esfuerzo horizontal es $\sigma_h = K_a \sigma_v$, donde K_a corresponde al valor dado en la ecuación 13.11. De aquí que el esfuerzo o presión horizontal a cualquier profundidad vale

$$\sigma_h = (q_s + \gamma z) \frac{1 - \text{sen } \phi}{1 + \text{sen } \phi} = (q_s + \gamma z) K_a \quad (13.6)$$

³ Adviértase que q_s representa una magnitud totalmente diferente de $q = (\sigma_v - \sigma_h)/2$.

► Ejemplo 13.6

Datos. El muro de retención y el relleno del ejemplo 13.2

Problema. Calcular el empuje pasivo, las presiones pasivas, la posición del plano de deslizamiento y del empuje pasivo resultante.

Solución. Ver la Fig. E13.6

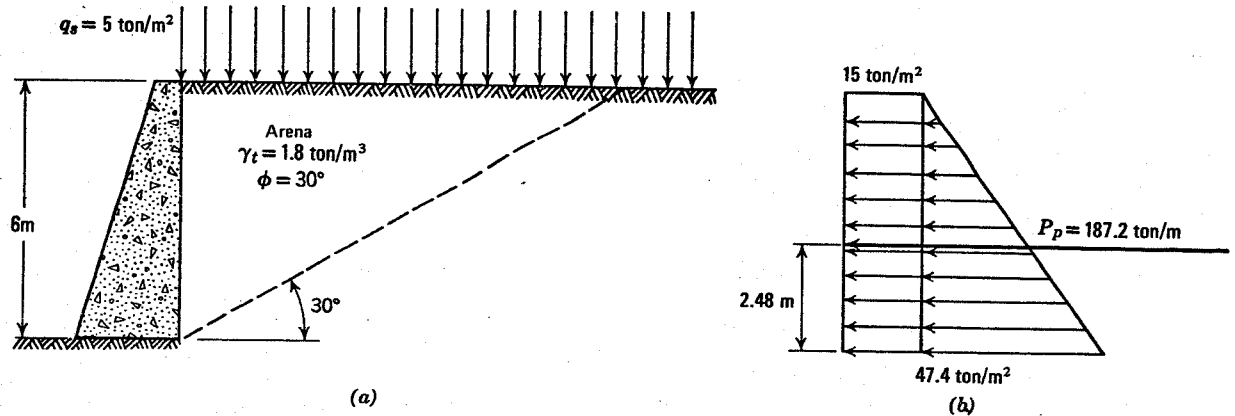


Fig. E13.6.

En la base: $\sigma_{hp} = [(6)(1.8) + 5](3) = [10.8 + 5](3) = 47.4 \text{ ton/m}^2$

Considerando la Fig. E13.6b:

$$P_p = [\frac{1}{2}(6)^2(1.8) + (6)(5)](3) = [32.4 + 30](3) = 187.2 \text{ ton/m}$$

$$\bar{x} = \frac{97.2(6/3) + 90(3)}{187.2} = 2.48 \text{ m}$$

El empuje total activo sobre el muro viene dado por

$$P_a = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_a + q_s H K_a \quad (13.7)$$

Adviértase que la presión horizontal debida a la sobrecarga tiene una distribución uniforme con la profundidad y, por tanto, la fuerza resultante correspondiente a la sobrecarga está situada a media altura del muro. Así pues, la resultante del empuje total que refleja la influencia de la sobrecarga y del peso del suelo, debe estar comprendida entre el tercio y la mitad de la altura. La posición de la resultante del empuje total se obtiene por suma vectorial de los empujes correspondientes a ambos casos. Esto se ilustra en el ejemplo 13.5, donde se continúa el ejemplo 13.2 para incluir la influencia de una sobrecarga de 5 ton/m². El empuje adicional de 10 ton/m, actúa a la mitad de la altura del muro, o a 3m sobre la base. La resultante de este empuje más la del peso del suelo (ver el ejemplo 13.5) actúa a 2.48m por encima de la base del muro.

El metodo de Coulomb puede utilizarse para obtener el mismo resultado. La sobrecarga da lugar a otra fuerza sobre la cuña, pero ésta se suma simplemente al vector correspondiente al peso W. La inclinacion de la superficie crítica no es modificada por esto.

Resistencia pasiva

Suponiendo que el suelo que ofrece resistencia pasiva está en el estado pasivo de Rankine, la presión pasiva y la

resistencia pasiva total vienen dadas por

$$\sigma_h = \gamma z K_p + q_s K_p \quad (13.8)$$

$$P_p = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_p + q_s H K_p \quad (13.9)$$

donde K_p se deduce de la ecuación 13.2. En este caso H es la altura de la zona pasiva y q_s es la sobrecarga sobre

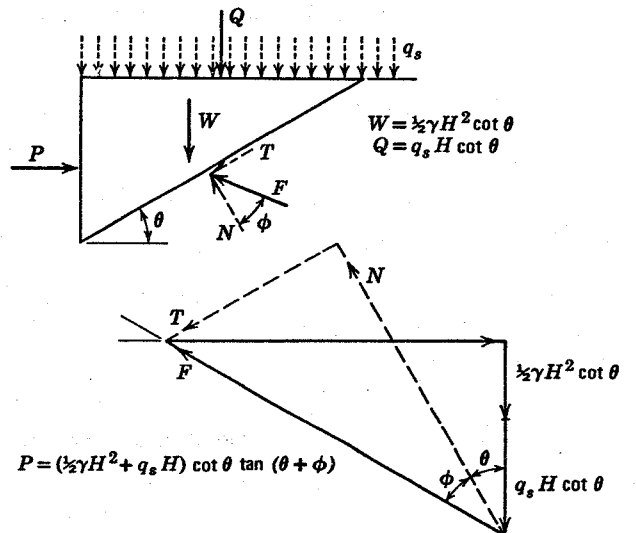


Fig. 13.14. Equilibrio de una cuña de suelo sobre un muro de retención en condiciones sencillas: empuje pasivo.

► Ejemplo 13.7

Datos. El muro de retención y el relleno del ejemplo 13.6.

Problema. Calcular el empuje pasivo por el método de la cuña.

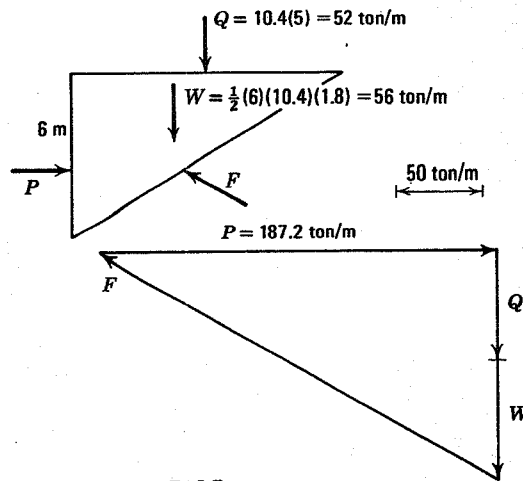


Fig. E13.7

Solución. El polígono de fuerzas y la cuña correspondiente a un plano con $\theta = 30^\circ$ se muestran en la Fig. 13.7. Mediante la ecuación de la Fig. 13.14:

θ	$\cot \theta$	$\tan (\theta + 30^\circ)$	$P/(\frac{1}{2}\gamma H^2 + q_s H)$
20	2.75	1.192	3.28
25	2.145	1.428	3.06
30	1.732	1.732	3.00 ←
35	1.428	2.145	3.06
40	1.192	2.75	3.28

$$P_p = 3 \left[\frac{1}{2}(1.8)(6)^2 + (5)(6) \right] = 3 [32.4 + 30] = 187.2 \text{ ton/m}$$

Como en el ejemplo 13.6, el empuje resultante está situado a 2.48 m sobre la base del muro.

la misma. El empleo de estas ecuaciones se muestra en el ejemplo 13.6.

El método de la cuña para el caso pasivo es prácticamente análogo al del caso activo, pero con una diferencia fundamental: ahora los *esfuerzos tangenciales* sobre la superficie de deslizamiento actúan *junto* con el *peso* del suelo para oponerse al empuje horizontal que se ejerce sobre el muro. Así pues, aunque el empuje pasivo es el máximo posible para el cual el suelo puede mantenerse en equilibrio, debe determinarse la cuña que da lugar al menor valor de este empuje. Si el muro ejerce un empuje superior a este empuje mínimo el suelo no se mantendrá en equilibrio. La Fig. 13.14 muestra el planteamiento del caso de empuje pasivo mediante superficies de deslizamiento rectas. El ejemplo 13.7 desarrolla el método.

Como en el caso del empuje activo, ambos métodos de cálculo dan el mismo resultado, intuitivamente satisfactorio, para el caso de un muro sencillo sin fricción en el paramento de trasdós. Sin embargo, la única justificación real para el empleo de las ecuaciones 13.2, 13.8 y 13.9

radica en la concordancia entre los resultados de estas ecuaciones y las comprobaciones reales.

13.4 MUROS CON FRICCIÓN

En general se desarrollan fuerzas tangenciales entre el trasdós de un muro de retención y el suelo debido a los movimientos relativos entre ambos. La Fig. 13.3 muestra las formas de movimiento típicas. En la zona activa, el desplazamiento hacia el exterior da lugar a un movimiento hacia abajo del suelo respecto del muro. Debido a la fricción entre el suelo y el muro, este movimiento produce una fuerza tangencial hacia abajo sobre el muro. Esta fuerza de fricción se denomina fricción positiva para el caso de empuje activo (ver Fig. 13.15). En la zona pasiva, la compresión horizontal debe estar acompañada por un desplazamiento hacia arriba sobre el muro. Esta fuerza tangencial se denomina de fricción positiva en el caso pasivo. En el caso activo la fricción es casi siempre positiva. Sin embargo, en el pasivo puede desarrollarse una fricción

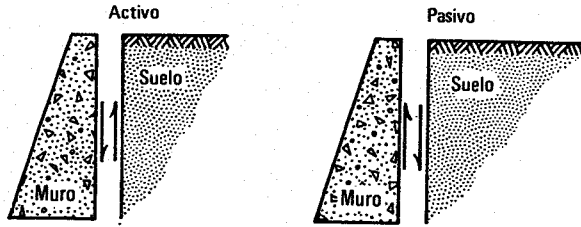


Fig. 13.15. Dirección de la fricción positiva entre el muro y el relleno.

positiva o negativa. El tipo y signo de la fricción debe determinarse estudiando los desplazamientos posibles en cada problema.

La magnitud de esta fuerza tangencial viene determinada por el ángulo de fricción ϕ_w entre el suelo y el muro. Como se indicó en el capítulo 11, ϕ_w suele ser igual a ϕ_{cv} y tiene un valor típico de unos 30° . Para un relleno flojo ϕ y ϕ_w tendrán un valor numérico análogo, mientras que será $\phi_w < \phi$ para un relleno compacto.

Solución a partir de la zona en estado de falla

En la Fig. 13.16 se han representado las condiciones que deben cumplirse a lo largo del contorno de la superficie de deslizamiento. A lo largo de la superficie del relleno no existen esfuerzos tangenciales sobre planos horizontales o verticales. De aquí que, en esta superficie, las líneas de deslizamiento deben formar un ángulo de $\pm(45 + \phi/2)$ con la horizontal. Sobre el paramento del muro, sin embargo, la relación entre los esfuerzos tangenciales y normales debe ser igual a $\tan \phi_w$. Así pues, sobre el muro las condiciones de esfuerzos deben ser las representadas en el ejemplo 13.1 y las líneas de deslizamiento tendrán la inclinación que aparece en la Fig. 13.16. De aquí que existan diferentes estados de Rankine en diversas zonas del relleno.

La solución de este problema de contorno es bastante complicada. Con objeto de que la condición de equilibrio se satisfaga en la zona en estado de falla, los esfuerzos deben cumplir las ecuaciones diferenciales de equilibrio⁴

$$\frac{\partial \sigma_v}{\partial z} - \frac{\partial \tau_{vh}}{\partial x} - \gamma = 0 \quad (13.10a)$$

$$\frac{\partial \sigma_h}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{vh}}{\partial z} = 0 \quad (13.10b)$$

Además, debe cumplirse la condición de falla en toda la zona:

$$\tau_{ff} = \sigma_{ff} \tan \phi \quad (13.11)$$

Combinando las ecuaciones 13.10 y 13.11 se llega a la denominada ecuación de Kötter. La solución de esta ecuación, para las condiciones de contorno de la Fig. 13.17,

⁴ Ver Crandall y Dahl (1959, pág. 127) para la deducción de estas ecuaciones. Debe tenerse en cuenta el convenio de signos utilizado en mecánica de suelos.

da la orientación de las líneas de deslizamiento junto con los esfuerzos en cada punto de la zona en falla (ver Sokolovski, 1965; Harr, 1966). Se requiere un método de integración numérica para obtener esta solución.

La deducción completa de la ecuación de Kötter y el método de integración numérica utilizado para resolverla se salen del objetivo de este libro. La Fig. 13.16 muestra los resultados, en forma de un campo de líneas de deslizamiento, obtenidos por este método, para el caso $\phi = \phi_w = 30^\circ$. El coeficiente de presión activa resultante es 0.31. En este caso K_a ya no es la relación entre los esfuerzos vertical y horizontal, sino la expresión

$$K_a = \frac{\sqrt{\tau_{vh}^2 + \sigma_h^2}}{\gamma z}$$

para los esfuerzos existentes sobre el muro. Adviértase que σ_v no es necesariamente igual a γz , debido a los esfuerzos tangenciales que existen sobre planos verticales. El empuje activo total es

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a = 0.31 (\frac{1}{2} \gamma H^2)$$

y forma con la horizontal un ángulo igual al de fricción del paramento del muro. Sobre el muro todas las componentes de los esfuerzos aumentan también linealmente con la profundidad, de forma que el empuje resultante sigue actuando al tercio de la altura del muro.

Debe hacerse una integración numérica por separado para cada valor de ϕ y ϕ_w . Sokolovski (1965) ha dado una tabla con estos resultados.

Empuje activo por el método de la cuña

La Fig. 13.17 muestra el planteamiento general de este problema mediante superficies de falla rectas y el ejemplo 13.8 ilustra un caso específico. El polígono de fuerzas se ha modificado, ya que P está ahora inclinado en lugar de horizontal.

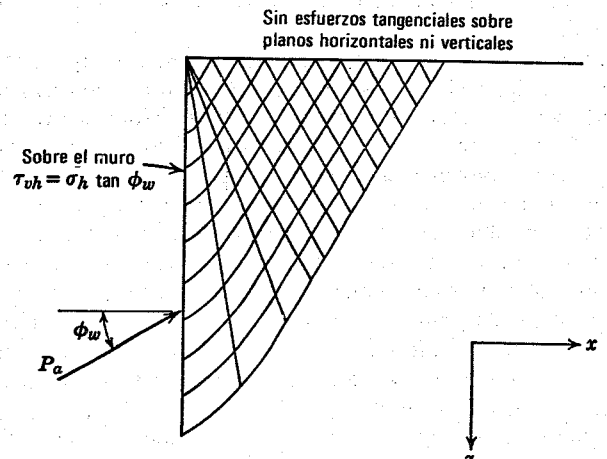


Fig. 13.16. Campo de líneas de deslizamiento y zona en estado de falla para el caso de un muro con fricción. (Deducido por el método de Sokolovski (1965) para $\phi = \phi_w = 30^\circ$).

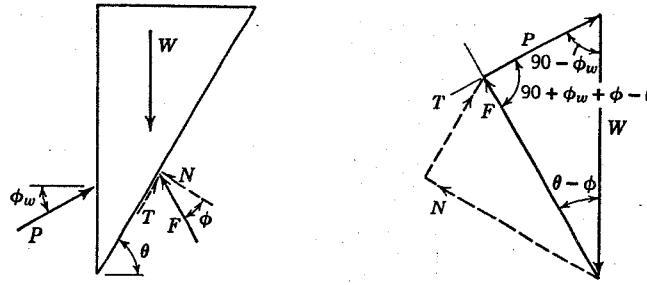


Fig. 13.17. Equilibrio de la cuña deslizante tanteada en el caso de un muro de retención con fricción.

Por el teorema del seno:

$$P = W \frac{\text{sen}(\theta - \phi)}{\text{sen}(90 + \phi_w + \phi - \theta)}$$

$$= \frac{1}{2} \gamma H^2 \cot \theta \frac{\tan(\theta - \phi)}{\cos \phi_w + \text{sen} \phi_w \tan(\theta - \phi)}$$

► Ejemplo 13.8

Datos. El muro de retención y el relleno del ejemplo 13.2, pero introduciendo ahora una fricción del muro de $\phi_w = 30^\circ$.

Problema. Calcular el empuje activo por el método de la cuña

Solución. La Fig. E13.8 muestra la cuña y el polígono de fuerzas para $\theta = 60^\circ$.

Puede utilizarse la ecuación de la Fig. 13.17 para calcular P , para diversos valores de θ .

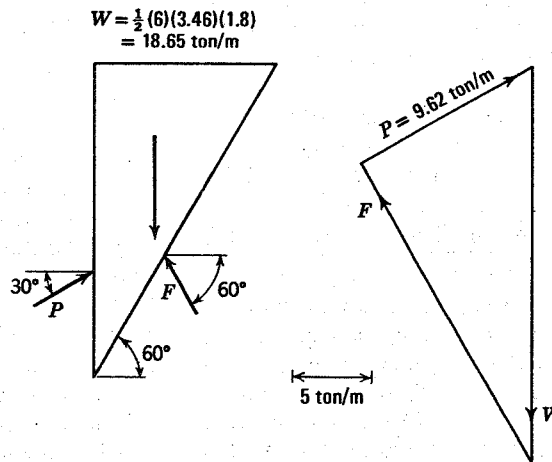


Fig. E13.8.

θ	$\cot \theta$	$\tan(\theta - 30^\circ)$	$0.866 + \frac{1}{2} \text{tg}(\theta - \phi)$	$\frac{P}{\frac{1}{2} \gamma H^2}$
50	0.839	0.364	1.048	0.292
$52\frac{1}{2}$	0.767	0.414	1.073	0.296
55	0.700	0.467	1.100	0.297 ←
$57\frac{1}{2}$	0.637	0.520	1.126	0.295
60	0.577	0.577	1.154	0.289

$P_a = 0.297 (1/2 \gamma H^2) = 9.62 \text{ ton/m}$

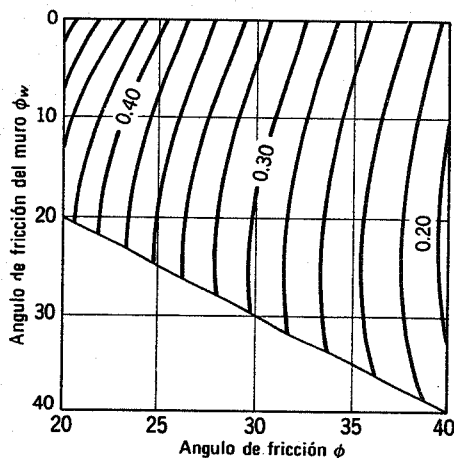


Fig. 13.18. Coeficiente de presión activa en función de la fricción del muro.

Por lo demás se sigue el mismo procedimiento general. El equilibrio de momentos se satisface con P situado al tercio de la altura, pero F ya no se encuentra al tercio de la superficie de deslizamiento.

El plano crítico de deslizamiento obtenido por este método constituye una aproximación de la superficie de falla más exacta indicada en la Fig. 13.16. La superficie de falla deducida del método de la cuña no satisface las condiciones de contorno en la superficie del terreno ni en el paramento del muro. Adviértase que la inclinación de esta superficie ya no es $45 + \phi/2$.

La Fig. 13.18 da los valores de K_a calculados por el método de la cuña con superficies de deslizamiento planas. Estos valores de K_a pueden utilizarse en las ecuaciones 13.3, 13.4 para obtener los esfuerzos que actúan sobre el muro a cualquier profundidad o el empuje total.

El esfuerzo así calculado es $\sqrt{\tau_{vh}^2 + \sigma_h^2}$ en lugar de la presión horizontal únicamente, y el empuje correspondiente forma un ángulo ϕ_w con la horizontal, en lugar de ser horizontal. Así pues la fricción del trasdós del muro tiene dos efectos sobre el empuje activo: a) sobre la magnitud de P_a y b) sobre la dirección de P_a . El segundo de estos efectos suele ser el más importante, como se aprecia en la comparación realizada en el ejemplo 13.9. La fricción del muro hizo variar el empuje activo en sólo el 7%, pero redujo la componente horizontal del mismo en un 24%.

► Ejemplo 13.9

Datos. El muro de retención de altura H con un relleno de $\phi = 35^\circ$ y peso específico γ .

Problema. Determinar la influencia de la fricción del muro ($\phi_w = 35^\circ$), sobre el empuje activo y la componente horizontal de dicho empuje.

Solución. La diferencia radica entre K_a y K_a con ϕ_w . Se utilizó la Fig. 13.18 para los siguientes cálculos

	$\phi_w = 0$	$\phi_w = 35^\circ$	Diferencia en porcentaje
K_a	0.27	0.25	7%
$K_a \cos \phi_w$	0.27	0.204	24%

El empleo de superficies de deslizamiento curvas conduce a cuñas ligeramente más críticas y valores de K_a algo superiores. Sin embargo, las diferencias en K_a son de escaso porcentaje y generalmente tan pequeñas que no se pueden apreciar en una representación como la de la Fig. 13.18. Las superficies de deslizamiento curvas y los valores de K_a , son casi exactamente iguales a los obtenidos por el método de Sokolovski. Sin embargo, lo más importante es que estos resultados concuerdan adecuadamente con las pocas medidas reales realizadas en pruebas a gran escala.

Resistencia pasiva

En el caso pasivo, el método de la cuña con superficies de deslizamiento planas sobrestima notablemente la resistencia. Por así decirlo, las soluciones basadas en cuñas con superficies de deslizamiento curvas (ver la Fig. 13.19) dan una resistencia pasiva menor que la calculada con superficies planas. La diferencia aumenta con la fricción del muro. El cálculo mediante cuñas de contorno curvo ha sido descrito con detalle por Terzaghi (1943) y Terzaghi y Peck (1967). La Fig. 13.20 da los coeficientes de presión pasiva obtenidos de esta forma. Por otro lado, también se puede utilizar el método de Sokolovski (1965). Ambos métodos dan prácticamente el mismo resultado. El empuje calculado mediante los coeficientes de la Fig. 13.20 forma con la horizontal un ángulo igual al de fricción del muro.

Las estimaciones teóricas referentes a la resistencia pasiva en muros con fricción no han sido confirmadas tan exactamente por la experiencia como las correspondientes

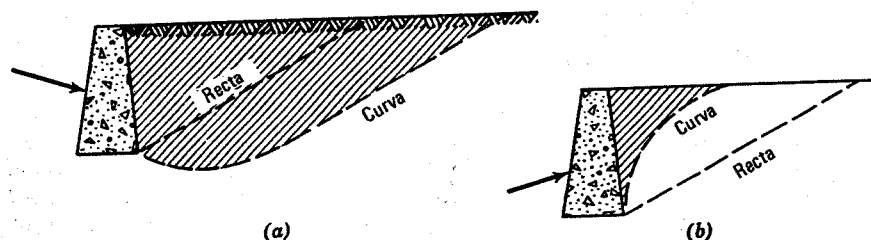


Fig. 13.19. Comparación entre las zonas de empuje pasivo correspondientes a una cuña con superficie de falla recta o curva. a) Muro con fricción positiva. b) Fricción negativa.

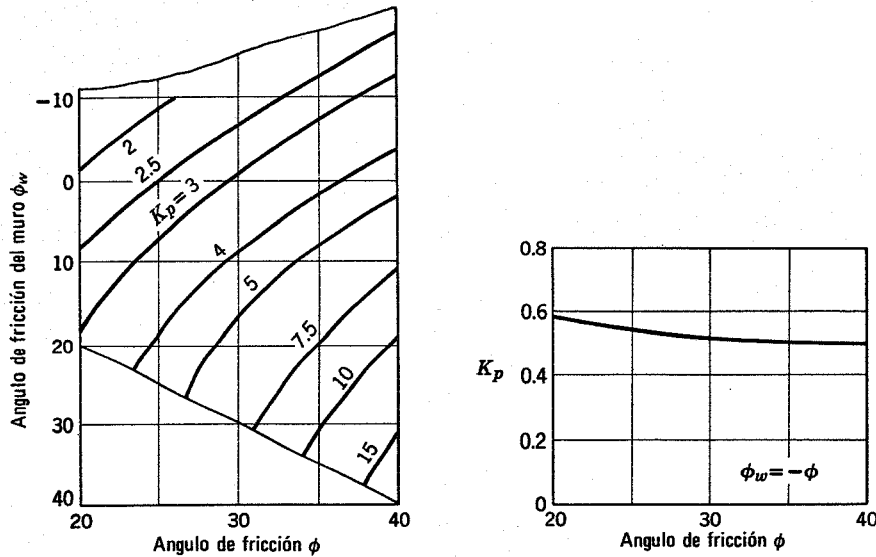


Fig. 13.20. Gráfica para los coeficientes de presión pasiva (basado en datos de Caquot y Kérisel, 1949).

al empuje activo, por lo cual no pueden utilizarse con la misma confianza. Tschebotarioff (1951) cita los resultados de algunas pruebas de laboratorio, a gran escala.

Sobrecargas

En general, la aplicación de una sobrecarga hace variar algo el campo de líneas de deslizamiento obtenido por el método de Sokolovski o por el de la cuña con superficies de deslizamiento curvas. Por esta razón las ecuaciones 13.7 y 13.9 no son aplicables directamente a no ser que existan sencillas condiciones geostáticas; es decir, podría calcularse por separado el empuje para cada combinación diferente de q_s y γ . Sin embargo, dentro de la precisión necesaria para los cálculos prácticos (y teniendo presente la incertidumbre sobre lo que constituye una solución "exacta") pueden seguirse utilizando las ecuaciones 13.7 y 13.9 junto con los valores de K_a y K_p calculados en ausencia de sobrecargas.

13.5 EMPUJES ACTIVOS Y PASIVOS EN OTROS CASOS

En las secciones anteriores se han dado los resultados aplicables a muros de retención sencillos y, lo que es más importante, se han descrito los métodos a utilizar en casos más complicados.

El empuje activo ejercido por un relleno homogéneo suele calcularse generalmente con una precisión razonable mediante la ecuación 13.7. Para condiciones de contorno relativamente sencillas, los valores de K_a pueden obtenerse de tablas, ábacos y fórmulas por lo cual no es necesario realizar una serie de tanteos. La Fig. 13.21 da una fórmula (ecuación 13.12) aplicable a muros de retención inclinados y superficies del terreno también inclinadas, teniendo en cuenta la influencia de la fricción del muro. El coefi-

ciente de $1/2$ y H^2 es K_a . La dirección de P_a es la indicada en la figura. Esta fórmula fue deducida (por Coulomb en 1776) por el método de la cuña con superficies de deslizamiento planas, pero la precisión general de los resultados ha sido confirmada por los cálculos según el método de Sokolovski.

La Fig. 13.22 da los valores de K_a para el caso especial de muro con fricción nula. Esta tabla puede utilizarse para estimar el empuje en el caso de muro con fricción, como se indica en el ejemplo 13.10. El ejemplo 13.11 muestra la aplicación de los coeficientes de presión activa a un problema con sobrecarga. Adviértase que q_s en la ecuación 13.7 es la sobrecarga por unidad de área horizontal, cualquiera que sea la inclinación del terreno.

Análogamente, puede utilizarse la ecuación 13.9 para calcular la resistencia pasiva en problemas más compli-

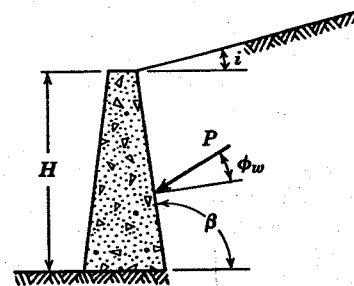


Fig. 13.21. Expresión de Coulomb para el caso de un muro con fricción y terreno de superficie del relleno inclinada.

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left\{ \frac{\csc \beta \sin(\beta - \phi)}{\sqrt{\sin(\beta + \phi_w)} + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \phi_w) \sin(\phi - i)}{\sin(\beta - i)}}} \right\}^2 \tag{13.12}$$

$i =$		-30°	-12°	± 0	$+12^\circ$ 1:4.7	$+30^\circ$ 1:1.7
$\phi = 20^\circ$	$\beta' = +20^\circ$		0.57	0.65	0.81	
	$\beta' = +10^\circ$		0.50	0.55	0.68	
	$\beta' = \pm 0^\circ$		0.44	0.49	0.60	
	$\beta' = -10^\circ$		0.38	0.42	0.50	
	$\beta' = -20^\circ$		0.32	0.35	0.40	
$\phi = 30^\circ$	$\beta' = +20^\circ$	0.34	0.43	0.50	0.59	1.17
	$\beta' = +10^\circ$	0.30	0.36	0.41	0.48	0.92
	$\beta' = \pm 0^\circ$	0.26	0.30	0.33	0.38	0.75
	$\beta' = -10^\circ$	0.22	0.25	0.27	0.31	0.61
	$\beta' = -20^\circ$	0.18	0.20	0.21	0.24	0.50
$\phi = 40^\circ$	$\beta' = +20^\circ$	0.27	0.33	0.38	0.43	0.59
	$\beta' = +10^\circ$	0.22	0.26	0.29	0.32	0.43
	$\beta' = \pm 0^\circ$	0.18	0.20	0.22	0.24	0.32
	$\beta' = -10^\circ$	0.13	0.15	0.16	0.17	0.24
	$\beta' = -20^\circ$	0.10	0.10	0.11	0.12	0.16

para $\phi_w = 0$; $\beta' = \beta - 90^\circ$

Fig. 13.22. Coeficiente de presión activa en función de la inclinación del trasdós del muro y de la superficie del terreno.

cados. Puede utilizarse generalmente el método de Coulomb o el de Sokolovski para obtener K_p . Todos estos métodos sirven también para determinar el empuje activo o la resistencia pasiva en casos más complicados, como rellenos estratificados, muros y rellenos de forma irregular, sobrecargas no uniformes, etc. Estas aplicaciones referidas a muros de gravedad, han sido estudiadas por Huntington (1957). La aplicación de la ecuación de Kötter a problemas más complicados, con otros tipos de estructuras de retención, ha sido estudiada por Hansen (1953).

Evaluación general de los métodos de equilibrio límite

Ya se ha indicado que los métodos utilizados para obtener las soluciones dadas en las secciones 13.3 y 13.4 no son exactos en sentido matemático. Es decir, no se puede demostrar sólo por matemáticas que estos métodos dan una solución única para las condiciones de contorno supuestas.

Una solución completa y exacta para un caso activo o pasivo de equilibrio límite, debe cumplir las siguientes cinco condiciones;

1. Cada punto del terreno debe estar en equilibrio. De aquí que el sistema de esfuerzos debe satisfacer las ecuaciones diferenciales de equilibrio (ecuaciones 13.10).

2. La condición de falla de Mohr-Coulomb debe cumplirse en todos los puntos; para cualquier plano a través de un punto,

$$\tau_\theta \leq c + \sigma_\theta \tan \phi \quad (13.13)$$

3. Las deformaciones que se produzcan deben estar relacionadas con los esfuerzos mediante una función esfuerzo-deformación adecuada al tipo de suelo.
4. Las deformaciones que se produzcan en cada punto deben ser compatibles con las deformaciones de todos los puntos de su entorno.
5. Los esfuerzos en el interior de la masa de suelo deben estar en equilibrio con los aplicados al mismo.

La condición de utilizar una ley de esfuerzo-deformación conveniente constituye el mayor obstáculo para obtener una solución exacta. Es necesario considerar las deformaciones que se producen una vez que se ha alcanzado el estado de falla (como es el aumento de volumen que acompaña la distorsión por corte) al igual que las deformaciones para esfuerzos inferiores a los de falla. Se ha realizado un gran progreso en el desarrollo de métodos para obtener estas complejas relaciones esfuerzo-deformación [por ejemplo, ver Christian (1966)]. Casi todas las soluciones de equilibrio límite suponen que el

► Ejemplo 13.10

Datos. El muro de retención y el relleno indicados en la Fig. E13.10-1.

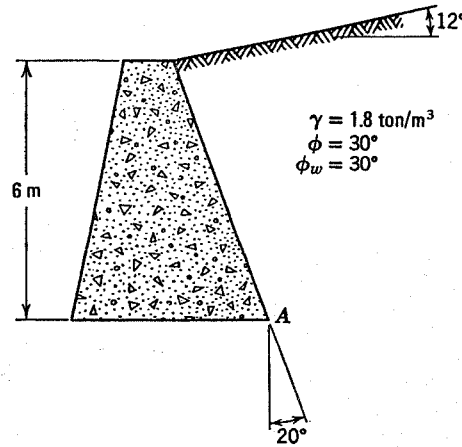


Fig. E13.10-1.

Problema. Calcular el momento del empuje activo respecto al punto A.
 Solución. Mediante la ecuación 13.12.

$$i = 12^\circ \quad \beta = 110^\circ$$

$$\operatorname{cosec} 110^\circ \operatorname{sen} 80^\circ = \frac{\operatorname{sen} 80^\circ}{\operatorname{sen} 70^\circ} = 1.049$$

$$\sqrt{\operatorname{sen} 140^\circ} = 0.803$$

$$\sqrt{\frac{\operatorname{sen} 60^\circ \operatorname{sen} 28^\circ}{\operatorname{sen} 98^\circ}} = \sqrt{\frac{0.866 \times 0.470}{0.990}} = 0.641$$

$$P_a = \frac{1}{2}(1.8)(6)^2 \left[\frac{1.049}{0.803 + 0.641} \right]^2 = 32.40(0.528) = 15.65 \text{ ton/m}$$

Componente horizontal de P_a :

$$P_a \cos 50^\circ = 10.1 \text{ ton/m}$$

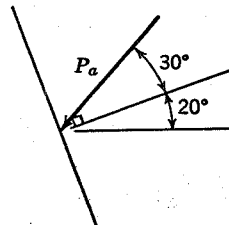


Fig. E13-10-2.

P_a actúa a 1/3 de la altura del muro, o a una distancia vertical de 2 m sobre la base (ver la Fig. E13.10-2). El momento de P_a respecto al punto A vale $10.1 \times 2 = 20.1$ mt/m.

Solución aproximada mediante la Fig. 13.22. Se toma el K_a correspondiente a $\phi_w = 0$, pero con P_a inclinada $\phi_w = 30^\circ$ respecto a la normal al muro.

Resulta $K_a = 0.59$ g en lugar del 0.528 anterior, de forma que el momento se ha sobrestimado en un 12%.

► Ejemplo 13.11

Datos. El muro de retención y el relleno indicados en la Fig. E13.11-1. Sobrecarga de 2.5 ton/m² sobre el talud.

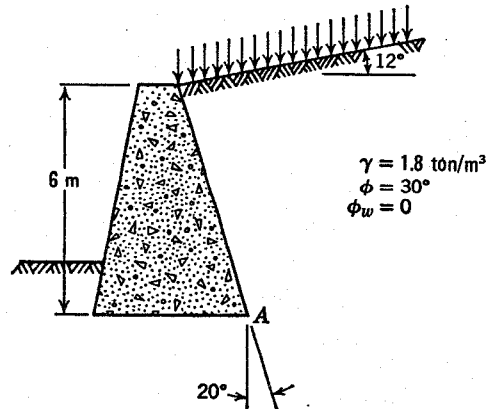


Fig. E13.11-1.

Problema. Calcular el momento del empuje activo respecto al punto A.

Solución. Ver la Fig. E13.11-2.

$$q_s = 2.5 / \cos 12^\circ = 2.56 \text{ ton/m}^2 \text{ horizontal}$$

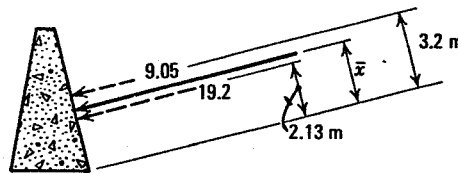


Fig. E13.11-2.

Según la Fig. 13.22

$$K_a = 0.59$$

$$P_a = -(0.59)(1.8)(6)^2 + (0.59)(2.56)(6) = 19.2 + 9.05 = 28.25 \text{ ton/m}$$

$$\text{Longitud de la pared del muro} = \frac{6}{\cos 20^\circ} = 6.4 \text{ m}$$

$$\bar{x} = \frac{(19.2)(2.13) + (9.05)(3.20)}{19.2 + 9.05} = 2.47 \text{ m}$$

$$\text{Momento respecto al punto A} = (28.25)(2.47) = 70 \text{ ton/m}$$

suelo es rígido-plástico, lo que significa que no existen deformaciones en ningún punto hasta que se alcanza la condición de falla. Haythornthwaite (1961) ha discutido la teoría general de equilibrio límite en materiales rígido-plásticos que obedecen la ley de Mohr-Coulomb. Se han establecido teoremas de equilibrio límite superior e inferior. Sin embargo, debido a la inseguridad de una relación esfuerzo-deformación adecuada, la aplicabilidad de estos teoremas es dudosa.

El desarrollo de métodos para el estudio de relaciones esfuerzo-deformación más realistas requiere una atención mucho mayor.

Aun suponiendo un material rígido-plástico existen graves dificultades. Es muy difícil asegurar que se cumplen las ecuaciones 13.10 y 13.13 en toda la masa del suelo. La mayoría de las soluciones demuestran que estas condiciones sólo se satisfacen en una parte limitada de la masa comprendida en la zona de falla. Incluso dentro de estas zonas no existe concordancia en la relación entre esfuerzo y deformación debido a la necesidad de tener en cuenta las variaciones de volumen que acompañan a las deformaciones por corte, por lo cual existe incertidumbre sobre las deformaciones asociadas con los esfuerzos son compatibles o cinemáticamente admisibles.

► Ejemplo 13.12

Datos. El muro de retención de la Fig. E13.12-1.

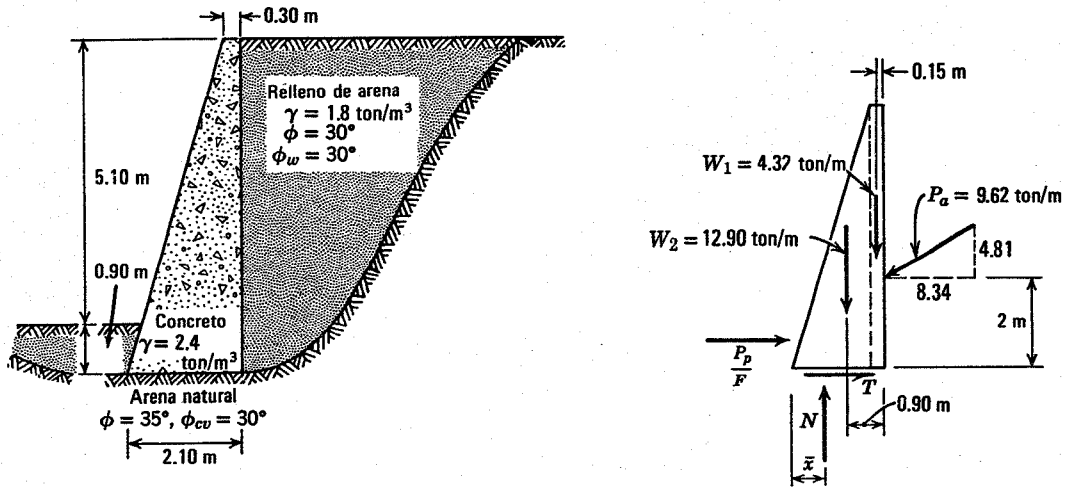


Fig. E13.12-1

Problema. Comprobar el dimensionamiento del muro.

Solución. El primer paso es la determinación del empuje activo; ver el ejemplo 13.8. El paso siguiente es calcular los pesos:

$$W_1 = (0.3)(6)(2.4) = 4.32 \text{ ton/m}$$

$$W_2 = \frac{1}{2}(6)(1.8)(2.4) = 12.96 \text{ ton/m}$$

A continuación se calculan N y \bar{x} :

$$N = 12.96 + 4.32 + 4.81 = 22.09 \text{ ton/m}$$

$$\text{Momento motor} = 8.34(2) - 4.81(2.10) = 16.68 - 10.10 = 6.58 \text{ ton/m}$$

$$\text{Momento del peso} = (1.95)(4.32) + (1.2)(12.96) = 8.4 + 15.6 = 24 \text{ ton/m}$$

$$\text{Relación} = 3.65 \quad (\text{correcta})$$

$$\bar{x} = \frac{24 - 6.58}{22.09} = \frac{17.42}{22.09} = 0.79 \quad (\text{correcta})$$

La posición de N se indica en la Fig. E13.12-2.

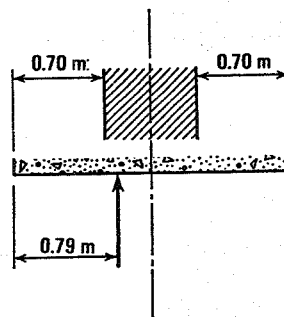


Fig. E13.12-2.

► EJEMPLO 13.12 (Continuación)

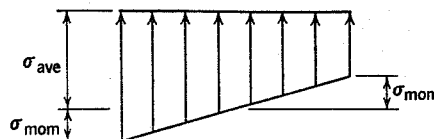


Fig. E13.12-3

A continuación se calculan las presiones en la base. La presión media es de $22.09/2.1 = 10.5 \text{ ton/m}^2$. Suponiendo que la presión en la base se distribuye linealmente, la presión máxima se puede calcular teniendo en cuenta que (ver la Fig. E13.13-3):

$$\sigma_{\text{mom}} = \frac{M}{S}$$

donde

$$M = \text{momento respecto al eje} = 22.09 (1.05 - 0.79) = 5.74 \text{ ton/m}$$

$$S = \text{módulo resistente de la sección} = \frac{1}{6} B^2 = \frac{1}{6} (2.1)^2 = 0.735 \text{ m}^2$$

donde B es el ancho de la base

$$\sigma_{\text{mom}} = \frac{5.74}{0.735} = 7.5 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Presión máxima} = 10.5 + 7.3 = 17.8 \text{ ton/m}^2$$

Por último, se comprueba la resistencia al deslizamiento horizontal. Suponiendo que existe resistencia pasiva, sin fricción del muro,

$$K_p = 3$$

$$P_p = \frac{1}{2} (1.8)(0.9)^2 (3) = 2.19 \text{ ton/m}$$

Con un factor de reducción de 2,

$$\frac{P_p}{F} = 1.1 \text{ ton/m};$$

$$T = 8.34 - 1.1 = 7.24 \text{ ton/m}$$

$$N \tan 30^\circ = 12.75 \text{ ton/m}$$

$$\frac{N \tan \phi_{cv}}{T} = 1.76 < 2 \quad (\text{insuficiente})$$

Despreciando la resistencia pasiva

$$T = 8.34 \text{ ton/m}$$

$$\frac{N \tan \phi_{cv}}{T} = 1.53 > 1.5 \quad (\text{correcto})$$

Además de estas dificultades fundamentales, las ecuaciones que deben resolverse (ecuación de Kötter) son complicadas y se pierde el contacto con la realidad física cuando se realizan las necesarias integraciones numéricas. Aunque tales soluciones han recibido considerable atención en Europa, la tendencia americana ha sido a utilizar el método, más sencillo, de la cuña. Las soluciones de Sokolovski y Hansen, que merecen más atención de la que han recibido, tampoco son exactas en el sentido de que no cumplen todas y cada una de las cinco condiciones antes planteadas.

A pesar de las numerosas dificultades teóricas, las soluciones indicadas en las secciones 13.3 a 13.5 resultan útiles a efectos prácticos. Su aplicabilidad se ha comprobado en un número limitado de casos, midiendo dos esfuerzos y empujes en pruebas con modelos a gran escala y en muros reales. Habiendo sido comprobadas por estas observaciones, los resultados pueden utilizarse razonablemente para estimar los esfuerzos y empujes en los casos en que no se disponga de datos reales. En el caso de empuje activo, los resultados indicados en dichas secciones permitirán calcular el empuje activo con un error de \pm

10% siempre que el ángulo de fricción se conozca con precisión. Para el empuje activo el error posible es mayor (quizás de $\pm 20\%$), especialmente si se considera la fricción del muro.

13.6 EJEMPLO DE DIMENSIONAMIENTO DE UN MURO DE GRAVEDAD

Para aclarar el método de diseño de un muro de gravedad, consideraremos el problema indicado en el ejemplo 13.12. Se siguen los siguientes pasos:

1. Se calcula el empuje activo utilizando un valor de K_a seleccionado de la Fig. 13.18 para los valores ϕ y ϕ_w dados. Este cálculo se ha hecho en el ejemplo 13.18. Por supuesto se ha adoptado la hipótesis de que la superficie de deslizamiento pasa totalmente por el relleno en lugar de atravesar la arena natural. Conviene dividir este empuje en sus componentes vertical y horizontal.
2. Se calcula el peso del muro, descomponiendo la forma geométrica real en dos más sencillas para facilitar el cálculo.
3. Se calcula la fuerza sustentante N , así como la posición de su línea de acción. Si \bar{x} fuera menor que cero, evidentemente el muro no sería estable. Es decir, este resultado significaría que el momento debido al empuje activo supera el momento resistente del peso. Se utilizan distintas reglas de seguridad frente a esta posibilidad. Una de ellas, encaminada a limitar la máxima presión en la base (según comentaremos más adelante), es que N debe estar comprendida en el tercio central de la base. Otra regla consiste en exigir que la relación entre el momento motor y el momento resistente sea de 1.5 o mayor. Esta segunda regla es realmente un factor de seguridad frente a una estimación deficiente del empuje activo. El muro del ejemplo está bien dimensionado por cualquiera de estos criterios.
4. La siguiente pregunta es: ¿Puede la arena natural soportar con seguridad la fuerza vertical N ? La respuesta completa a esta pregunta debe demorarse hasta que hayamos estudiado la capacidad de carga en el capítulo 14. Suele ser tolerable una presión normal media de 1 kg/cm^2 . Debido a que la resultante N no actúa exactamente en el centro de la base, la presión máxima en el pie del muro será superior al valor medio. Como se explicará en el capítulo 14, si N actúa en el tercio central de la base, la presión máxima será inferior a dos veces la presión media y por tanto también será admisible.
5. Se utilizan diferentes reglas para comprobar la resistencia al deslizamiento. En una de ellas se considera la resistencia pasiva junto con la resistencia al deslizamiento, debiendo ser su suma superior a la componente horizontal del empuje, afectada de un factor de seguridad de 2 ó mayor. En otra regla más común se desprecia la resistencia pasiva, obligando a que la resistencia al deslizamiento sea como mínimo $1\frac{1}{2}$ veces superior a la componente horizontal del empuje activo. El muro proyectado es correcto ya que cumple la segunda de estas reglas.

En este ejemplo, los factores de seguridad citados expresan el criterio de varios ingenieros respecto a la seguridad con que se pueden estimar las diferentes fuerzas y resistencias. Según estas normas el muro es adecuado. Pueden ser necesarios factores de seguridad menores o mayores según las circunstancias de cada problema particular.

En el resto de esta sección comentaremos varios de los puntos más importantes citados.

Justificación para el empleo del empuje activo

En secciones anteriores se ha señalado que el empuje activo es el mínimo posible que puede ejercer el suelo sobre un muro de retención. Se plantea entonces la siguiente cuestión: ¿No debería proyectarse el muro para la posibilidad de que exista un empuje algo mayor?

La primera respuesta a esta pregunta es: Siempre que el relleno sea un suelo granular seco cuyo ángulo de fricción se conozca, el empuje sobre el muro suele ser igual al valor teórico activo. Esto se comprobó en las cuidadosas primeras pruebas de Terzaghi en los años 1920. En estas pruebas, se arriostaron los muros frente al desplazamiento horizontal al colocar el relleno, midiendo el empuje sobre el muro. Como se esperaba, este empuje fue superior al activo. A continuación se liberaron los muros permitiéndoles desplazarse horizontalmente o girar. Después de un desplazamiento de la coronación del muro igual a solamente 0.001 veces su altura, el empuje descendió a su valor teórico activo⁵. Este es un desplazamiento muy pequeño (la rotación angular es de sólo 0.06°) y puede esperarse que un muro de gravedad sufra este giro al colocar el relleno contra él.

Incluso aunque, por alguna razón, el empuje sobre un muro de retención fuera superior al valor activo, ello no significaría que el muro corre un peligro potencial. Por el contrario, significaría que el terreno de la base del muro es mucho más resistente de lo que sería necesario. Mucho antes de que se rompa un muro, debe desplazarse suficientemente para movilizar la resistencia al corte del terreno, haciendo descender el empuje al valor activo. La resistencia del relleno de trasdós de un muro de gravedad se movilizará mucho antes de que se movilice la resistencia al corte del suelo que soporta el muro. En estas circunstancias, resulta razonable dimensionar el muro para el empuje activo, adoptando un factor de seguridad sobre la magnitud que el proyectista conoce menos: la capacidad de carga del terreno que soporta el muro.

Habiendo resaltado la pequeñez de los desplazamientos del muro, comentemos ahora el valor que pueden alcanzar. Si un muro de retención tiene 6 m de altura, un giro del 1 por 1000 significa un desplazamiento horizontal de 6 mm en la coronación. En la mayoría de los casos en los que se utilizan muros de gravedad (trincheras de carretera o ferrocarril) este desplazamiento (o incluso desplazamiento

⁵ En la sección 13.2 se dijo que se requiere una deformación horizontal de aproximadamente 0.005 para pasar el estado en reposo al activo. El ancho horizontal de la cuña deslizante es $H \cot(45 + \phi/2)$ o aproximadamente $H/2$. Por ello, el desplazamiento horizontal del muro sería de $0.0025 H$. Así pues, el comportamiento de la arena en pruebas triaxiales está en buena concordancia con los resultados de Terzaghi.

tos varias veces mayores) carecen literalmente de importancia. Sin embargo, existen casos en que estos desplazamientos pueden ocasionar trastornos. Un caso clásico es el muro utilizado para el estribo de un puente. Si el muro se ha proyectado para el empuje activo, y se coloca el relleno después de construido el puente, ha de quedar espacio suficiente entre el muro y las vigas para permitir el movimiento hacia afuera del muro.

Existen numerosas estructuras de retención que se parecen a los muros de gravedad, pero que no deben proyectarse partiendo del empuje activo. Una excavación apuntalada (sección 13.7) y a veces los tablestacados anclados (sección 13.8) son ejemplos de este tipo. El muro en ménsula de la Fig. 13.23 constituye otro ejemplo. Estos muros, con armadura de acero, se utilizan a veces cuando limitaciones de espacio impiden el empleo de muros de gravedad macizos. Si un muro en ménsula descansa sobre un terreno muy firme, de manera que la cimentación experimenta escaso o nulo deslizamiento o rotación, las condiciones de empuje activo en el terreno sólo pueden desarrollarse por flexión de la ménsula. El grado de flexión necesario para el desarrollo del estado activo puede dar lugar a una grave fisuración del concreto y a la fluencia del acero. Los muros en ménsula se suelen proyectar a partir de la condición K_0 en lugar de K_a .

El muro de recinto de sótano de un edificio es otro ejemplo de un muro indeformable. La magnitud de los esfuerzos que actúan sobre un muro de cimentación depende en gran parte del grado de compactación del relleno circundante. Si se vierte una arena limpia contra el muro, sin compactarla, las presiones horizontales pueden ser casi tan pequeñas como las presiones activas. Si se aplica una ligera compactación, como el simple paso de un bulldozer sobre varias capas de relleno, las presiones horizontales serán probablemente iguales a la del estado en reposo. Con una fuerte compactación, pueden desarrollarse presiones próximas a la del estado pasivo. El método habitual consiste en proyectar los muros de sótano para el empuje en reposo; es decir, para una presión horizontal de aproximadamente la mitad de la vertical. Cuando un muro se proyecta por este método, debe evitarse una fuerte compactación del relleno. De otro modo el muro puede fisurarse.

Elección del ángulo de fricción del relleno

A efectos de cálculo debe utilizarse el ángulo de fricción correspondiente a la resistencia máxima del relleno. Si el suelo granular se coloca por simple vertido, este ángulo será aproximadamente ϕ_{cv} . Sin embargo, generalmente el relleno recibe como mínimo la compactación de un bulldozer, por lo cual se suele alcanzar un estado de compacidad media. El aumento del ángulo de fricción producido por esta moderada compactación contrarresta el desfavorable incremento del peso específico. Sin embargo, raramente está justificada una compactación intensa ya que existe el peligro de que se produzcan grandes desplazamientos del muro hacia el exterior durante la compactación.

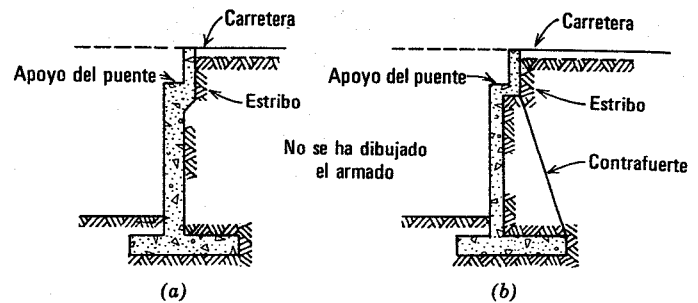


Fig. 13.23. Muros de contención, en ménsula y con contrafuertes. a) En ménsula. b) De contrafuertes. (Según Huntington, 1957).

Función de la fricción del muro

La fricción del trasdós del muro reduce grandemente el empuje horizontal y en especial, el momento motor sobre el muro. El muro del ejemplo 13.12 no habría sido adecuado sin fricción en el paramento del mismo (ver el problema 13.8). En general conviene aprovechar la ventaja de los efectos benéficos de la fricción del muro ya que se produce un empuje hacia abajo al desplazarse el muro hacia afuera. Sin embargo deben hacer, en cada caso, las hipótesis que le parezcan más adecuadas.

Cálculo del empuje pasivo

El ancho horizontal sobre el plano del papel de la cuña de empuje pasivo es $H' \operatorname{tg}(45 + \phi/2)$, o aproximadamente $2H'$ donde H' es la profundidad de empotramiento del muro en el terreno. Para una arena floja, puede requerirse un 10 a 20% de deformación para movilizar totalmente la resistencia pasiva. Esta deformación correspondería a un desplazamiento de $0.2 H'$ a $0.3 H'$. Así pues para $H' = 0.90$ m, como en el caso del ejemplo estudiado, se requerirían hasta unos 30 cm de desplazamiento horizontal para movilizar completamente el empuje pasivo al pie del muro. Este desplazamiento es excesivo, por lo cual se adopta un factor de seguridad relativamente grande cuando se tiene en cuenta la resistencia al empuje pasivo. Como se indica por la curva de la Fig. 13.7, el desplazamiento necesario para movilizar la mitad del empuje total es bastante menor. En general se desprecia la fricción del muro en la zona pasiva, quedando aún más del lado de la seguridad. Si se incluye la fricción del muro, la componente vertical del empuje pasivo producirá una reducción de N , debiendo considerarse este efecto.

Algunas indicaciones de proyecto

Se han expuesto los detalles anteriores para indicar el tipo de consideraciones a tener en cuenta en el proyecto. Otros detalles pueden encontrarse en Huntington (1957). Evidentemente, la realización de un proyecto adecuado requiere un criterio ingenieril mucho más amplio que el simple cálculo del empuje activo.

A veces se considera el empleo de cenizas para el relleno con el fin de reducir el empuje activo y de ahorrar en el dimensionamiento. Las cenizas tienen un peso específico muy pequeño (0.8 ton/m^3) y pueden desarrollar un ángulo de fricción tan grande como el de la arena.

La inclinación del respaldo del muro en contacto con el suelo proporciona una posición más favorable del peso del muro respecto al borde exterior del mismo, permitiendo así disponer una base más estrecha y manteniendo aún la resultante N dentro del tercio central de la base. Este ahorro debe compararse con el costo del encofrado adicional.

13.7 EXCAVACIONES APUNTALADAS

Un muro de gravedad es una estructura permanente, utilizada cuando la excavación a proteger también lo es. Sin embargo, en muchos casos, una excavación es de carácter provisional, ejemplos de este tipo son las excavaciones para edificios o ferrocarriles subterráneos. En este caso las excavaciones se protegen con una estructura que retiene permanentemente el terreno circundante. Si la ex-

cavación provisional se hace en arena, las paredes de la excavación deben sostenerse durante la construcción del edificio mediante un sistema de entibación como el que aparecen en la Fig. 1.12b. Comentaremos con más detalle el proyecto de entibaciones para excavaciones para explicar un caso en el que puede no ser adecuado el dimensionamiento a partir del empuje activo.

La Fig. 13.24 muestra dos sistemas habituales de colocación de la entibación. En uno de ellos se hinca un *tablestacado* (una línea continua de pilotes) previamente a la excavación. Al avanzar la excavación se colocan contra el tablestacado elementos horizontales, denominados *carreras* o *largueros* apoyando contra ellos en sentido transversal otros elementos denominados *codales* o *puntales*. En el segundo sistema, se hincan a ciertos intervalos unos elementos verticales denominados *costillas*, según la pared de la excavación. Al ir excavando, se colocan tablas de

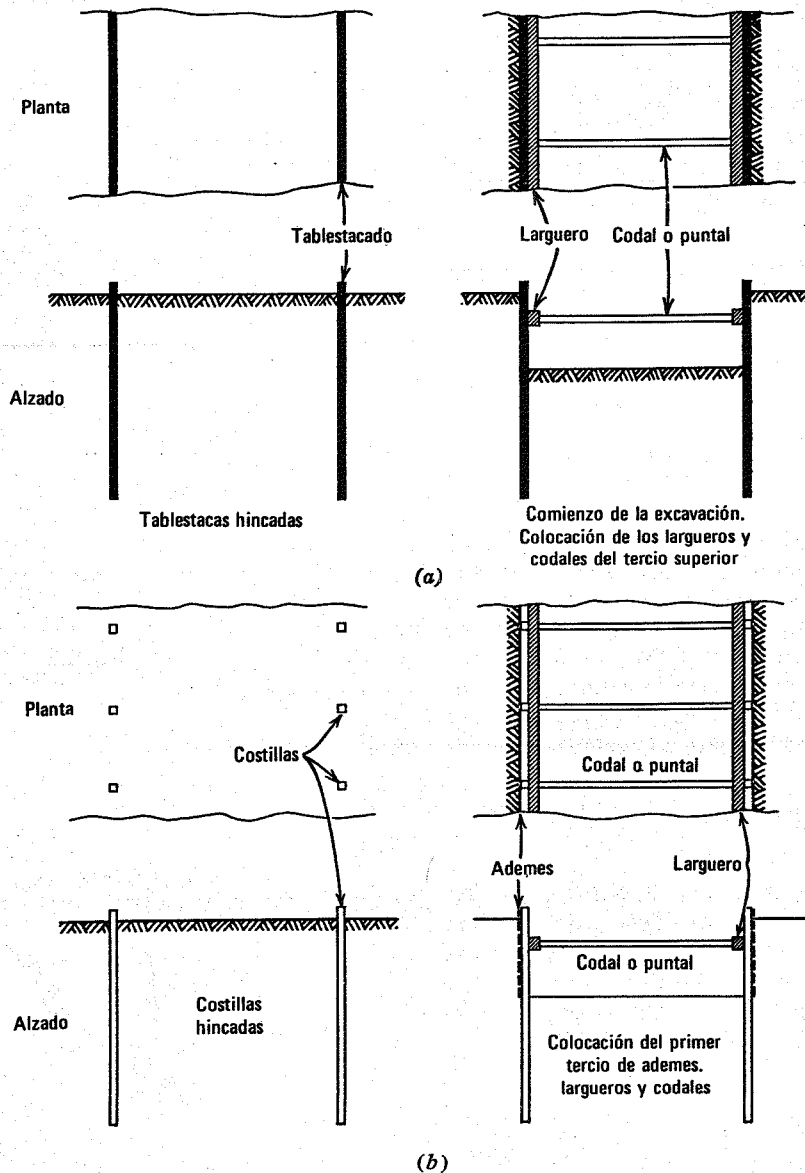


Fig. 13.24. Métodos de colocación de entibaciones. a) Excavación entibada mediante tablestacas. b) Excavación entibada mediante costillas y ademes.

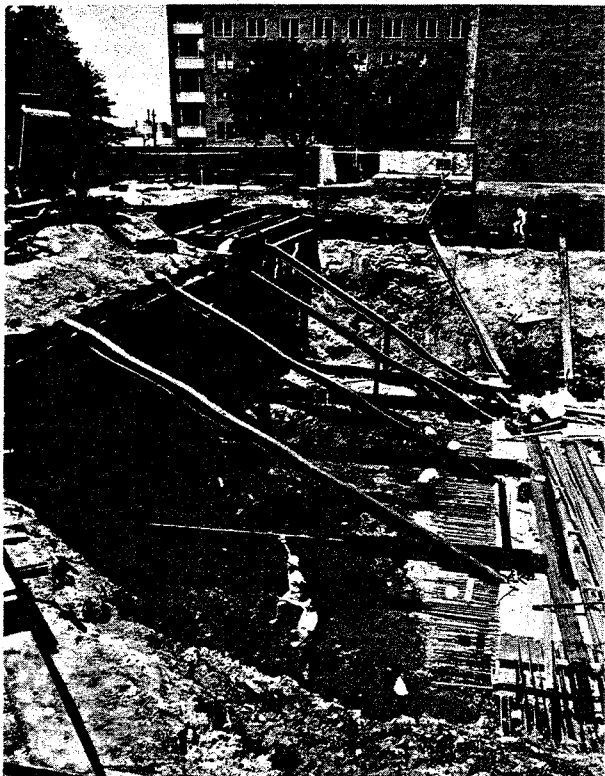


Fig. 13.25. Excavación realizada para el Centro de Estudios Superiores de Ingeniería del M. I. T.

madera o *ademes*, contra el terreno y apoyadas contra las costillas. También en este caso se colocan carreras horizontales apoyadas en las diversas costillas y sujetas por puntales acuñados entre paredes opuestas de la excavación.

Existen por supuesto muchas variantes de estos sistemas básicos, según la extensión de la superficie excavada y las preferencias de cada contratista. La Fig. 13.25 muestra unos puntales inclinados o *tornapuntas* apoyados contra un bloque hormigonado en el centro de la excavación en lugar de contra la pared opuesta. Existe un empleo creciente de los *anclajes*, que atraviesan la entibación y quedan sujetos en el terreno de trasdós. El empleo de estos anclajes mantiene la excavación libre de obstáculos.

Forma y magnitud de las presiones sobre una entibación

Varias observaciones *in situ*⁶ han demostrado que las presiones sobre la entibación (cuando ésta se coloca sobre un suelo arenoso) tienen la distribución que aparece en la Fig. 13.26. Adviértase que esta distribución es bastante diferente de la que corresponde al empuje activo. Además, las medidas han indicado también que el empuje total sobre la entibación puede ser algo superior al correspondiente al estado activo.

El diagrama de presiones observado puede comprenderse si tenemos en cuenta la forma en que el suelo se defor-

⁶ Terzaghi y Peck (1967) han resumido los resultados de medidas *in situ* en excavaciones entibadas.

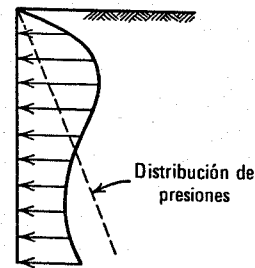


Fig. 13.26. Distribución típica de presiones sobre una entibación.

ma al avanzar la excavación (ver la Fig. 13.27). El puntal superior, una vez instalado y encajado contra el larguero, no permitirá un desplazamiento horizontal apreciable del suelo en ese punto. Al llegar la excavación a un nivel algo más bajo, el suelo tenderá a desplazarse hacia afuera hasta que, a su vez, se coloque el puntal siguiente. Así pues, el esquema general de desplazamiento del suelo es una rotación en torno a un cierto punto próximo al extremo superior de la entibación. El suelo en las proximidades del punto superior no puede desplazarse hacia afuera, lo que sería necesario para movilizar completamente la resistencia al corte del suelo. Por el contrario, el suelo en posición más baja ejerce una fuerza de tracción sobre el terreno superior. De aquí que el suelo de las proximidades de la parte superior de la entibación se encuentre en un estado más próximo al pasivo que al activo.

Aunque la distribución de presiones sobre una entibación es bastante diferente que en el caso clásico de empuje activo, no es cierto necesariamente que el empuje total sobre el muro difiera grandemente del correspondiente al empuje activo. En cuanto se moviliza completamente la resistencia al corte a lo largo de la base de la cuña de falla, el empuje total ejercido contra el suelo por la es-

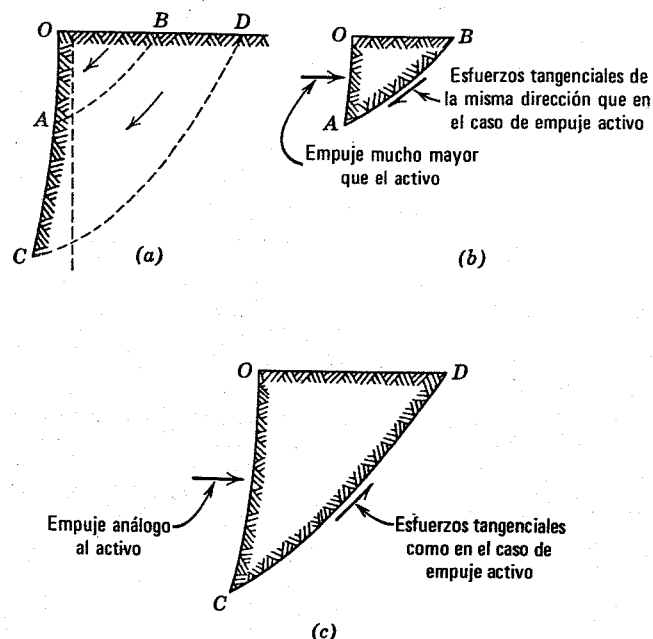


Fig. 13.27. Desplazamientos y esfuerzos en el interior del terreno. a) Desplazamientos del terreno (exagerados) b) Esfuerzos sobre la cuña OAB. c) esfuerzos sobre la cuña OCD.

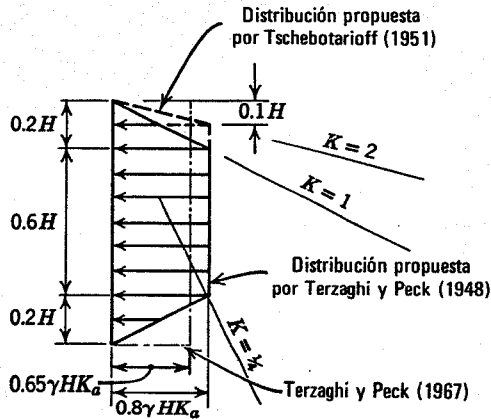


Fig. 13.28. Distribución de presiones utilizada para el cálculo de entibaciones.

estructura de retención es el mismo, bien se trate de un muro de gravedad o de una entibación. Sin embargo, el modo de deformación de suelo modificará en cierto modo la posición de la superficie crítica de falla teórica, y por tanto, el empuje variará algo según el sistema de sostenimiento (Hansen, 1953). El empuje total sobre una pared entibada podrá ser de un 10 a 15% mayor que el existente sobre un muro de gravedad.

El estado de esfuerzos en el suelo de trasdós de una excavación entibada se ha descrito frecuentemente como correspondiente a un estado de *arqueo activo*.

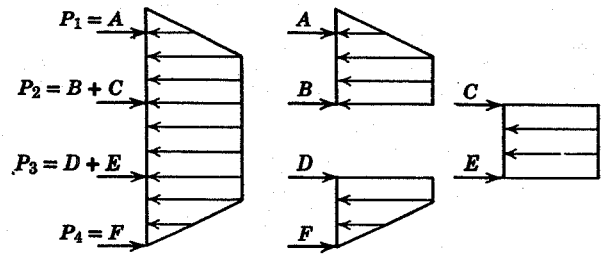


Fig. 13.29. Cálculo de las cargas sobre los codales o puntales.

Métodos de proyecto

A fines de proyecto, se suele suponer que la distribución de presiones sobre una entibación es la que aparece en la Fig. 13.28. La forma de calcular las cargas sobre los puntales a partir de esta distribución se indica en la Fig. 13.29 y se explica en el ejemplo 13.13.

De acuerdo con la distribución de presiones propuesta por Terzaghi y Peck (1948), el empuje total es $0.64\gamma H^2 K_a$, es decir un 28% mayor que el empuje activo. Así pues la distribución de presiones propuesta supone que el empuje total puede superar al activo. Sin embargo existe una segunda razón (y más importante) por la cual el empuje total de proyecto es superior al activo. La distribución real de presiones variará de una sección a otra, según lo apretado que esté cada puntal en su sitio. La curva de

► Ejemplo 13.13

Datos. La excavación y sistema de entibación indicados en la Fig. E13.13-1.

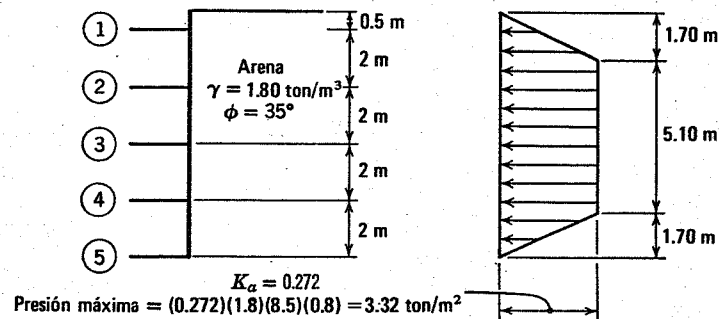


Fig. E13.13-1.

Problema. Calcular las cargas sobre los puntales.

Solución. De acuerdo con la Tabla 13.1, $K_a = 0.272$. La presión máxima es

$$(0.272)(1.8)(8.5)(0.8) = 3.32 \text{ ton/m}^2$$

Según la Fig. E13.13-2:

$$(2) P_1 = 2.82(1.36) + 2.65(0.40) = 3.84 + 1.06 = 4.90 \text{ ton/m}$$

$$P_1 = 2.45 \text{ ton/m}$$

$$B = 2.65 + 2.82 - 2.45 = 3.02 \text{ ton/m}$$

► EJEMPLO 13.13 (continuación)

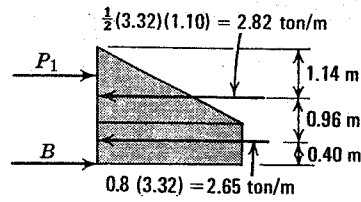


Fig. E13.13-2.

Según la Fig. E13.13-3:

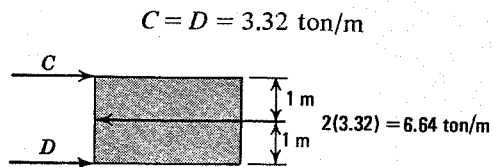


Fig. E13.13-3.

Según la Fig. E13.13-4:

$$(2) P_5 = 0.99(0.15) + 2.82(0.86) = 0.15 + 2.42 = 2.57 \text{ ton/m}$$

$$P_5 = 1.28 \text{ ton/m}$$

$$E = 2.82 + 0.99 - 1.28 = 2.59 \text{ ton/m}$$

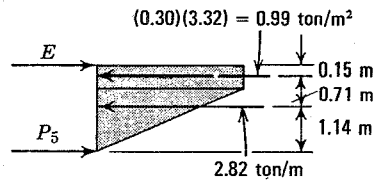


Fig. E13.13-4.

Superponiendo estos resultados:

$$P_1 = 2.45 \text{ ton/m}$$

$$P_2 = 3.02 + 3.32 = 6.34 \text{ ton/m}$$

$$P_3 = 2(3.32) = 6.64 \text{ ton/m}$$

$$P_4 = 3.32 + 2.59 = 5.91 \text{ ton/m}$$

$$P_5 = 1.28 \text{ ton/m}$$

Si los puntales están situados a intervalos de 2,00 m según el muro, las cargas correspondientes son

$$P_1 = 5 \text{ ton}$$

$$P_2 = 13.7 \text{ ton}$$

$$P_3 = 13.3 \text{ ton}$$

$$P_4 = 12 \text{ ton}$$

$$P_5 = 2.6 \text{ ton}$$

Los puntales deben dimensionarse con un factor de seguridad apropiado para el material que los constituya. ◀

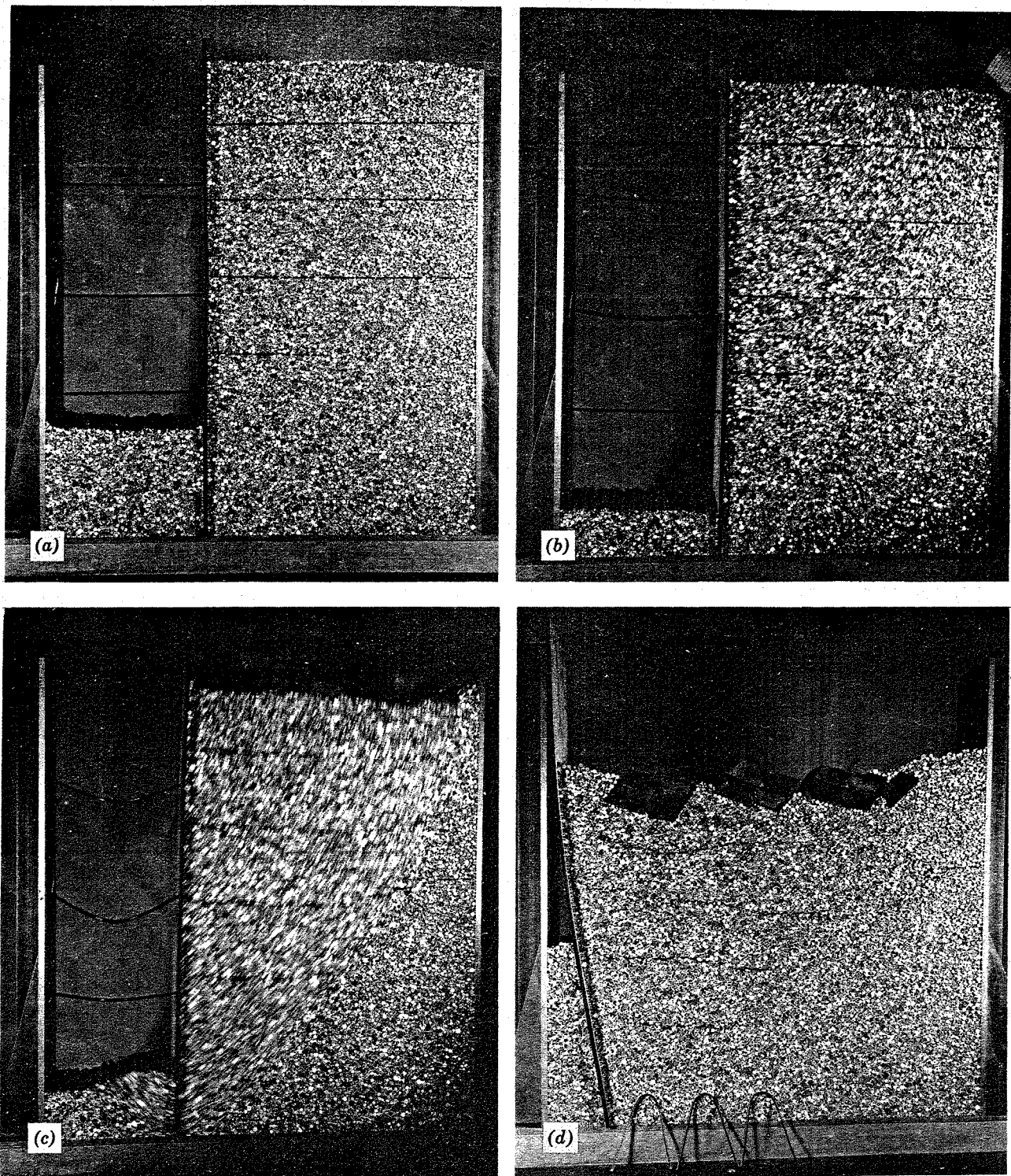


Fig. 13.30. Falla de un modelo de excavación entibada. *a)* Situación estable. *b)* A punto de fallar. *c)* En la falla; adviértase el movimiento del "terreno". *d)* Después de la falla.

presiones representa una envolvente de las diversas distribuciones reales posibles. Como los puntales se rompen por pandeo, es importante que no estén sometidos a presiones excesivas. No es admisible suponer que si un puntal está muy cargado y comienza a fallar, el exceso de presión se transmitirá simplemente a un puntal adyacente. Si un puntal comienza siquiera a flectar, su capacidad de soportar carga puede reducirse prácticamente a cero, con lo cual todo el sistema de entibación estará comprometido. La Fig. 13.30 muestra el colapso repentino de una excavación entibada al pandear uno de los puntales. El empleo de la envolvente de todas las posibles curvas de distribución de presiones asegura que cada puntal estará dimensionado para la máxima carga que pueda corresponderle. Sin embargo, la suma total de las cargas sobre todos los puntales será sin duda inferior a $0.64 \gamma H^2 K_a$.

Los dos puntos principales a considerar en el proyecto de una entibación son: a) los puntales superiores⁷ estarán sometidos a cargas mucho mayores de las que podrían deducirse a partir del caso ordinario de empuje activo; y b) los puntales a compresión constituyen un sistema en equilibrio inestable que puede fallar en cuanto comienza a ceder elásticamente. El diseño en equilibrio límite no constituye un método adecuado para un sistema *frágil* de este tipo; por el contrario, un muro de gravedad es un sistema *dúctil*, en el que pueden producirse grandes desplazamientos de la cimentación sin pérdida de resistencia de la misma.

13.8 TABLESTACADOS ANCLADOS

Como ya se ha explicado (Fig. 1.15) en el capítulo 1, un tablestacado anclado resiste lateralmente por su penetración en el terreno de cimentación y por un sistema de anclaje en la parte superior del mismo. El tablestacado debe proyectarse para los momentos flectores y esfuerzos cortantes que se desarrollen bajo estas cargas. El sistema de anclaje debe poder absorber las fuerzas laterales necesarias para sostener el tablestacado.

Los tablestacados anclados suelen utilizarse para formar diques o muelles, ya que los terrenos blandos que generalmente sirven de base a estas estructuras costeras son incapaces de soportar el peso de muros de gravedad masivos y, por esta razón, el empleo de tablestacados anclados suele ser más barato que el cimentar un muro de gravedad sobre pilotes. El dimensionamiento de los tablestacados anclados es un problema bastante complicado.

La distribución de las presiones ejercidas por el relleno dependerá en gran parte por la forma en que se construya la pared anclada. Tschobotarioff (1951) ha indicado que deben distinguirse los tres casos que aparecen en la Fig. 13.13.

1. Si el relleno se coloca después de construir el tablestacado, las presiones sobre el mismo aumentarán linealmente con la profundidad hasta el punto de empotramiento, de acuerdo con las teorías clásicas de empuje activo.

⁷ Los puntales superiores pueden recibir mayores cargas en la excavación parcial que en la excavación completa.

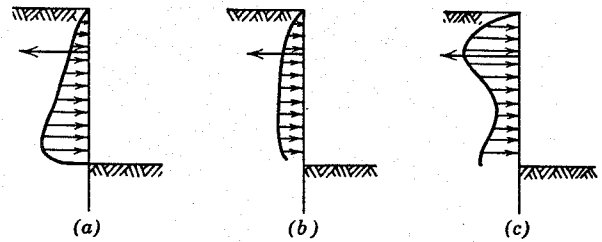


Fig. 13.31. Relación entre el método de construcción y la distribución de presiones sobre un tablestacado anclado. a) Relleno de trasdós. b) Excavación con una deformación normal del anclaje. c) Excavación con un anclaje rígido.

2. Si el tablestacado se hinca en un terreno horizontal, y a continuación se excava a un lado del mismo, las presiones serán más o menos uniformes con la profundidad, a no ser que el anclaje sea extraordinariamente rígido.
3. Si el anclaje es muy rígido, la distribución de presiones será semejante a la que existe sobre una pared apuntalada. Este caso puede producirse si se emplea un tirante de anclaje muy rígido o si un cable corto se une a un bloque de anclaje muy pesado.

Por otro lado, la magnitud del momento flector máximo del tablestacado está muy influenciada por la distribución de presiones sobre la parte empotrada, siendo la distribución de presiones en esta zona bastante compleja. Este efecto no puede calcularse a partir de una teoría sencilla, aunque las complicadas teorías de Hansen pueden resultar útiles. En general se requieren datos de pruebas y la experiencia real para un dimensionamiento correcto. Tschebotarioff (1951) y Rowe (1952) han dado métodos de proyecto de este tipo.

A menudo se utiliza una placa maciza o "muerto" (Fig. 1.15) para anclar el tirante. El proyecto de este anclaje constituye un interesante problema de determinación de la resistencia pasiva.

13.9 ESTABILIDAD DE TALUDES

Existen muchos casos en los que un terreno no requiere ser retenido por una estructura, siendo suficiente para mantenerse un simple talud. La inclinación de este talud tiene que ser suficientemente suave y/o su altura suficientemente pequeña para que sea estable. Se emplean los mismos principios de equilibrio límite para calcular la estabilidad de un terreno, esté o no limitado por una estructura de retención.

Las partes a) y b) de la Fig. 13.32 muestran dos procesos típicos de formación de un talud en un suelo granular⁸. En a) se forma un terraplén por vertido desde un camión; en b) se deja caer mineral, arena o cualquier material acopiado desde un vertedero o desde el extremo de una cinta transportadora. En ambos casos, el material deslizará talud abajo. De vez en cuando, en el proceso de vertido, el material que ha quedado en reposo sobre el

⁸ También se puede formar un talud por excavación, como en el caso de un canal (ver, por ejemplo, la Fig. 1.14).

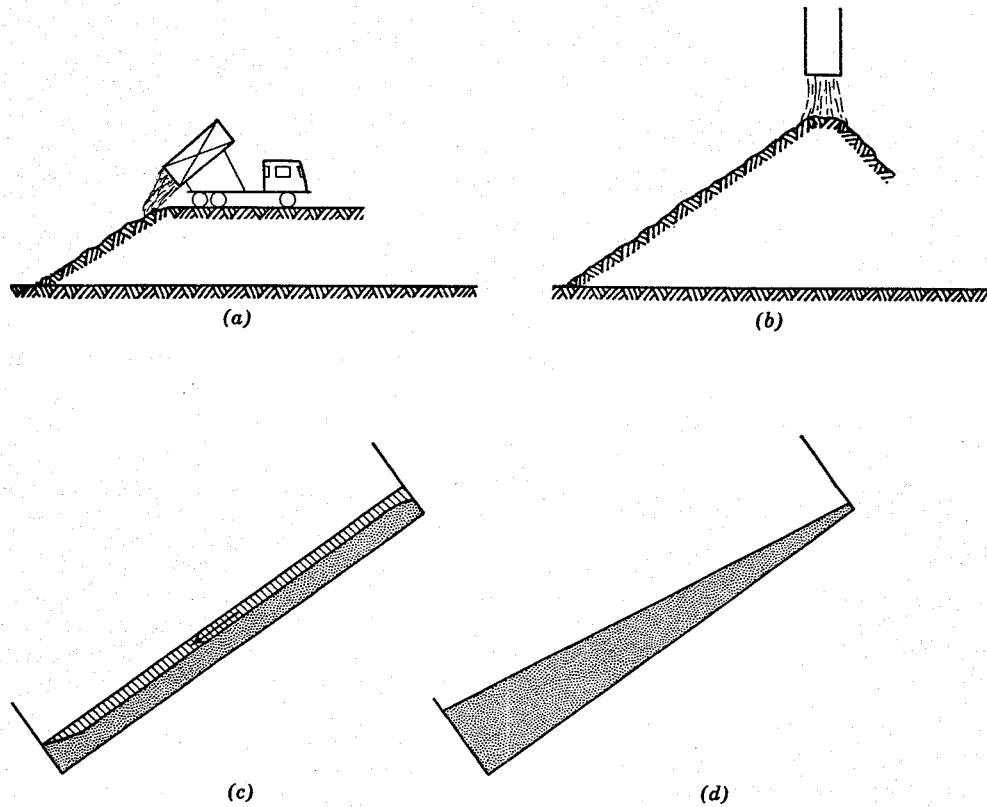


Fig. 13.32. Problemas de taludes infinitos. *a)* Formación de un talud por vertido. *b)* Formación de un acopio de mineral. *c)* Experimento de vuelco de un recipiente al comenzar el deslizamiento del material contenido en el mismo. *d)* Posición final del material anterior.

talud comenzará a moverse de nuevo; es decir, una masa de material, de un espesor pequeño respecto a la altura del talud, deslizará a lo largo del mismo. La inclinación del talud una vez que ha cesado el vertido —talud máximo para el cual el material es estable— se denomina *ángulo de reposo*.

El comportamiento durante el experimento de vertido indicado en las partes *c)* y *d)* de la Fig. 13.32 es análogo. Al aumentar gradualmente el ángulo de inclinación, las partículas comenzarán a deslizar a lo largo del talud. Por último, para una cierta inclinación, deslizará una masa de material como se indica en la Fig. 13.32 *c)*. Al cesar el deslizamiento, el talud tendrá una inclinación media aproximadamente igual al ángulo de reposo que tendría si el material se vertiera directamente.

En todos estos casos, el espesor de material inestable es pequeño respecto a la altura del talud. En tales casos, el talud se denomina *infinito* o indefinido. La superficie de deslizamiento es paralela al talud.

Estudio de un elemento de talud

Con objeto de estudiar la estabilidad de este talud, “cortamos” un elemento independiente del suelo del talud, como se indica en la Fig. 13.33. Suponemos que el talud tiene una gran extensión en la dirección normal a la sección indicada, por lo que se consideran únicamente los esfuerzos que actúan en el plano de esta sección.

En general, existirán esfuerzos sobre las tres caras de este elemento, como se señala en la Fig. 13.33*a)*. Sin embargo, con un talud infinito es lógico suponer que los esfuerzos sobre las dos caras verticales son iguales y se equilibran exactamente. Si esto no fuera verdad, los esfuerzos sobre las caras verticales variarían según la posición a lo largo del talud, lo cual sería incompatible con la observación de que una delgada capa se mueve solidariamente en todo el talud. Por esta razón, únicamente se consideran los esfuerzos sobre la cara *CD*, junto con el peso del suelo, para estudiar el equilibrio del elemento.

En la parte *b)* de la figura se considera el equilibrio del elemento respecto a las fuerzas totales *T* y *N* que actúan sobre la cara *CD*. El resultado es que cuando se moviliza la resistencia al corte total y comienza el deslizamiento, el ángulo de inclinación del talud debería ser igual al ángulo de fricción interna. De acuerdo con este análisis el deslizamiento es susceptible de comenzar a cualquier profundidad; es decir, la altura del elemento no interviene en el resultado. El ejemplo 13.14 muestra el cálculo de los esfuerzos que existen en un talud infinito con el ángulo de reposo.

Adviértase que el esfuerzo vertical no es simplemente igual a la altura multiplicada por el peso específico.

Elección del ángulo de fricción

El ángulo del talud para el cual comienza el deslizamiento en el experimento de vuelco viene relacionado con

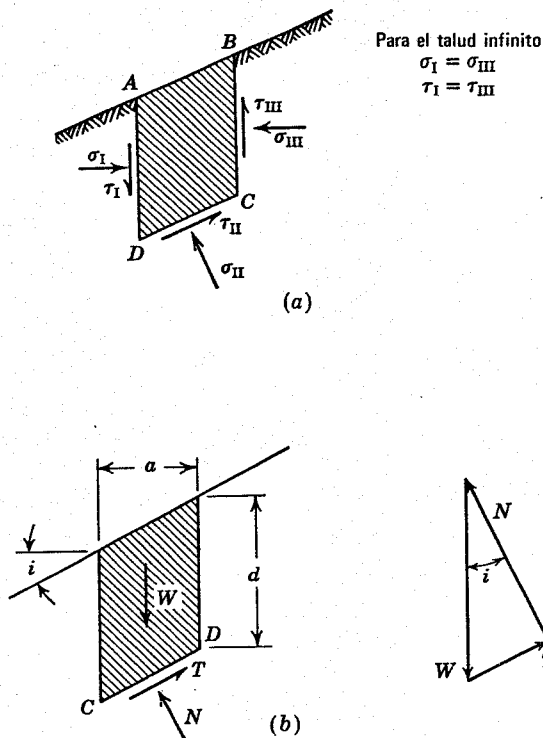


Fig. 13.33. Análisis de un talud infinito. (a) Esfuerzos sobre un elemento de suelo. (b) Planteamiento del equilibrio:

$$\begin{aligned}
 W &= ady \\
 W - T \operatorname{sen} i - N \cos i &= 0 & N &= W \cos i \\
 T \cos i - N \operatorname{sen} i &= 0 & T &= W \operatorname{sen} i \\
 & & \therefore T &= N \tan i
 \end{aligned}$$

Si se moviliza a toda la resistencia al corte de forma que $T = N \operatorname{tg} \phi$, será $i = \phi$.

el ángulo de fricción máximo ϕ^9 , Así pues, el ángulo de talud estable máximo está directamente relacionado con el ángulo de fricción correspondiente a la resistencia máxima. Sin embargo sabemos que ϕ es una función directa de la relación de vacíos de la arena.

Siempre que la arena o grava se vierten, la arena queda generalmente en estado suelto. En este estado, ϕ es prácticamente igual a ϕ_{ev} . Por ello, el ángulo de reposo de una arena o grava vertida es aproximadamente igual al ángulo de fricción interna correspondiente al estado suelto, ϕ_{ev} . Ya se indicaron en la Tabla 11.3 los ángulos típicos de reposo, junto con las cotangentes de estos ángulos.

Por otro lado, taludes más inclinados que el ángulo de reposo pueden existir en condición estable. En las modernas presas de enrocamiento el relleno se compacta cuidadosamente y se vierte en capas delgadas de forma que se alcanza una elevada compacidad. De aquí que el ángulo de fricción disponible para resistir el deslizamiento sea superior al ángulo de reposo.

⁹. Esta afirmación se basa en una extrapolación de los resultados dados por Seed y Goodman (1964). En pruebas en modelo, la pequeña cohesión en el origen de un suelo seco tiene cierta influencia sobre la estabilidad de los taludes y determina la profundidad real del deslizamiento.

Factor de seguridad

El factor de seguridad de un talud infinito se suele definir por:

$$FS = \frac{\tan \phi}{\tan i}$$

La única incógnita en la estabilidad de un talud infinito es el valor apropiado del ángulo de fricción interna. Esta magnitud puede estimarse con precisión razonable y, por otro lado, las consecuencias de la falla de un talud de este tipo son escasas. De aquí que el factor de seguridad no necesita ser muy grande. En general el ingeniero será conservador al suponer $\phi = \phi_{ev}$ y tomará un $FS = 1$.

13.10 RESUMEN DE PUNTOS PRINCIPALES

El objetivo principal de este capítulo ha sido exponer los métodos utilizados para calcular el empuje activo y la resistencia pasiva, explicando cómo las fuerzas calculadas se utilizan para el proyecto de estructuras de retención típicas. Los detalles del método son importantes y el estudiante debe estar en condiciones de realizar el cálculo de problemas sencillos, tanteando por el método de la cuña. Además, deben comprenderse claramente los siguientes conceptos:

1. Debe utilizarse el diseño límite para el dimensionamiento de la mayoría de los muros de gravedad. El empuje activo ejercido por el relleno se calcula suponiendo que se moviliza totalmente la resistencia al corte del relleno. Debe existir también (con un margen de seguridad apropiado) la seguridad frente al vuelco y al deslizamiento originado por el empuje activo.
2. La entibación de excavaciones no debe dimensionarse en general partiendo del equilibrio límite, ya que los puntales constituyen un sistema frágil que fallará tan pronto como existan esfuerzos excesivos en una parte del mismo.
3. Deben estudiarse cuidadosamente otros tipos de estructuras de retención para conocer la naturaleza y la magnitud de los desplazamientos que pueden producirse, ya que sólo entonces podrán calcularse las fuerzas que actúan sobre tales estructuras.
4. El ángulo máximo de un talud en un suelo granular es igual al ángulo de fricción del suelo.

PROBLEMAS

13.1 Un relleno arenoso tiene $\gamma = 1.75 \text{ t/m}^3$, $\phi = 30^\circ$ y $K_o = 0.5$. Trácese un diagrama $p-q$ con las líneas K_f y K_o y las trayectorias de esfuerzos para un elemento de suelo a una profundidad de 3 m para:

- a. Carga hasta el estado activo.
- b. Carga hasta el estado pasivo.

Supóngase que el esfuerzo tangencial es nulo sobre planos verticales.

13.2 Partiendo de los resultados del problema 13.11, ¿cuáles serán los esfuerzos horizontales en los casos activo

► Ejemplo 13.14

Datos. Un talud de 30° en una arena con $\phi = \phi_{cv} = 30^\circ$. El peso específico es $\gamma = 1,60 \text{ ton/m}^3$.

Problema. Calcular los esfuerzos a una profundidad de 3 m.

Solución

Teniendo en cuenta la Fig. 13.33, los esfuerzos sobre el plano de falla CD son

$$\sigma_{ff} = \frac{N}{a/\cos i} = \gamma d \cos^2 i = 3.60 \text{ ton/m}^2$$

$$\tau_{ff} = \frac{T}{a/\cos i} = \gamma d \text{sen} i \cos i = 2.08 \text{ ton/m}^2$$

El círculo de Mohr correspondiente se muestra en la Fig. E13.14

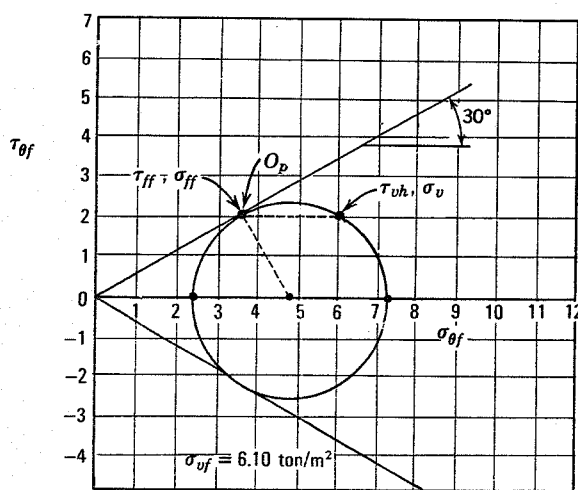


Fig. E13.14.

y pasivo? ¿Qué relación existirá entre esos esfuerzos y las presiones activas (ejemplo 13.2) y pasivas (ejemplo 13.6) ignorando las sobrecargas sobre un muro de 6 m de altura?

13.3 Dimensionese un muro de gravedad de 5 m de altura para sostener un relleno de $\gamma = 1.70 \text{ ton/m}^3$ y $\phi = 40^\circ$, y superficie horizontal. Supóngase $\phi_w = 30^\circ$ y que el coeficiente de fricción en la base del muro es 0.5. Despréciase la resistencia pasiva al pie del muro y hágase que la resultante quede en el tercio central de la base.

13.4 Trazar los círculos de Mohr correspondientes a los casos activo y pasivo del problema 13.1.

13.5 Respecto al ejemplo 13.5, trácese el polígono de fuerzas para $\theta = 65^\circ$.

13.6 Con referencia al ejemplo 13.7, trácese los polígonos de fuerzas para $\theta = 25^\circ$ y 35° .

13.7 Con referencia al ejemplo 13.8, trácese el polígono de fuerzas para $\theta = 55^\circ$.

13.8 Júzguese lo adecuado del dimensionamiento del muro del ejemplo 13.12, suponiendo $\phi_w = 0$.

13.9 Un muro que sostiene un relleno horizontal de $\gamma = 1.75 \text{ ton/m}^3$ y $\phi = 35^\circ$, debe utilizarse para proporcio-

nar una reacción a una carga horizontal de 15 t por m de muro. Si el muro debe tener un factor de seguridad de 2 respecto a la falla, ¿qué altura deberá tener?; ¿a qué altura bajo la coronación del muro debe aplicarse la carga?

13.10 Una excavación entibada, que sostiene un terreno de $\gamma = 1.70 \text{ ton/m}^3$ y $\phi = 30^\circ$ tiene 6 m de altura. Se colocan puntales con una separación horizontal de 2 m, a profundidades de 0.60, 2.40, 4.20 y 6.0 m. Calcúlense las cargas sobre los puntales.

13.11 Repítase el problema 13.3 para el caso en el que el relleno forme un talud 1 (vertical): 3 (horizontal).

13.12 Repítase el problema 13.3 para el caso en el que el relleno soporte una sobrecarga de 2 ton/m^2 .

13.13 Una arena de $\phi = 35^\circ$ tiene un talud de 35° . Calcúlense los esfuerzos normales y tangenciales sobre planos horizontales y verticales a una profundidad de 5 m (medidos verticalmente desde el talud). ¿Son algunos de estos planos, planos de falla?

13.14 ¿Cuál sería el talud de proyecto de una arena cuyo ángulo de fricción variase según se indica en la Fig. 10.18, si la arena se va a compactar muy poco?

CAPITULO 14

Cimentaciones superficiales

14.1 COMPORTAMIENTO GENERAL DE LAS CIMENTACIONES SUPERFICIALES

Como se dijo en el capítulo 1, el término "cimentación superficial" hace referencia a una estructura que descansa sobre el terreno situado inmediatamente debajo de la misma. Las *zapatas aisladas*, generalmente de planta rectangular, constituyen la cimentación superficial más habitual para pilares o columnas, mientras que las *zapatas corridas* o *continuas* se utilizan bajo muros. En algunos casos las estructuras se cimientan sobre *placas* o *losas*.

El proyecto de cimentaciones se suele hacer por tanteos. Se selecciona un tipo de cimentación y unas dimensiones provisionales. A continuación se realizan los cálculos para comprobar lo adecuado de la cimentación propuesta. La cimentación puede resultar adecuada, en cuyo caso se hace un tanteo para determinar si puede existir otra cimentación más barata. Si la cimentación propuesta no es adecuada, se considera una cimentación más grande. En algunos casos puede no ser posible proyectar una cimentación superficial adecuada sobre un determinado suelo, en cuyo caso debe considerarse una cimentación profunda (capítulo 33) o una mejora del terreno (capítulo 34).

La selección del tipo y las dimensiones de una cimentación suele hacerse mediante tablas de presiones admisibles. La mayoría de los Códigos de Construcción contienen estas tablas, basadas en la experiencia general de los suelos de la zona en que se aplica el código. Estas presiones admisibles suelen dar lugar a dimensionamientos conservadores para edificios de escasa altura sobre zapatas aisladas, aunque pueden quedar del lado contrario a la seguridad en estructuras grandes o especiales. En muchos casos un estudio cuidadoso demostrará que pueden utilizarse con seguridad presiones admisibles superiores a las indicadas en los códigos.

En este capítulo se comenta la "idoneidad" de una cimentación. Los mismos principios generales que se aplican al cálculo de asentamientos y a la estabilidad de cimentaciones superficiales son aplicables también a terraplenes y presas sobre terrenos blandos. Para una discusión de los numerosos problemas prácticos y las consideraciones económicas implicadas en el proyecto de una cimentación el lector puede consultar el trabajo de Teng (1962)

y U.S. Navy (1962) y para los detalles de la construcción de cimentaciones Carson (1965).

En este capítulo no se consideran las cimentaciones superficiales sometidas a cargas dinámicas las cuales se tratarán en el capítulo 15.

Comportamiento de una zapata sobre un material elastoplástico

Para comprender el comportamiento general de las cimentaciones superficiales, consideremos el caso representado en la Fig. 14.1, en el que se aplica un incremento de presión Δq_s sobre la superficie de un material ideal¹. Este material se supone que es elástico hasta que el esfuerzo tangencial máximo $\tau_{m\acute{a}x}$ llega al valor c . Una vez alcanzado este valor, se puede producir una distorsión por corte mayor bajo un esfuerzo tangencial constante. Este material se supone que es perfectamente elástico respecto a las variaciones de volumen.

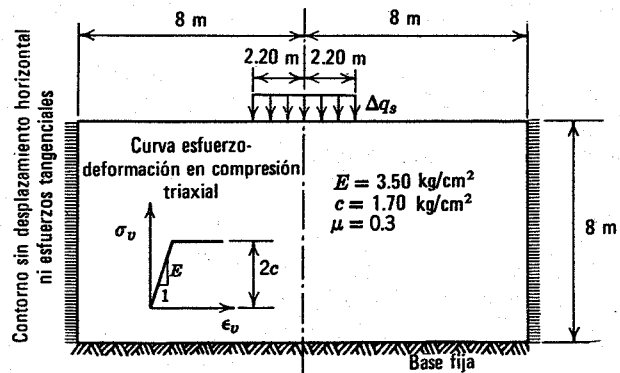


Fig. 14.1. Carga uniforme en faja sobre un material elastoplástico hipotético.

¹ Los resultados aquí presentados se obtuvieron por medio de un computador digital por el método de diferencias finitas (Whitman y Hoeg, 1966). El método se ha ampliado para tener en cuenta otras leyes esfuerzo-deformación más semejantes a las de los suelos reales (Christian, 1966). Adviértase que Δq_s , o q_s tal como se utiliza en este capítulo, corresponden al esfuerzo superficial aplicado y no a $(\sigma_v - \sigma_h)/2$.

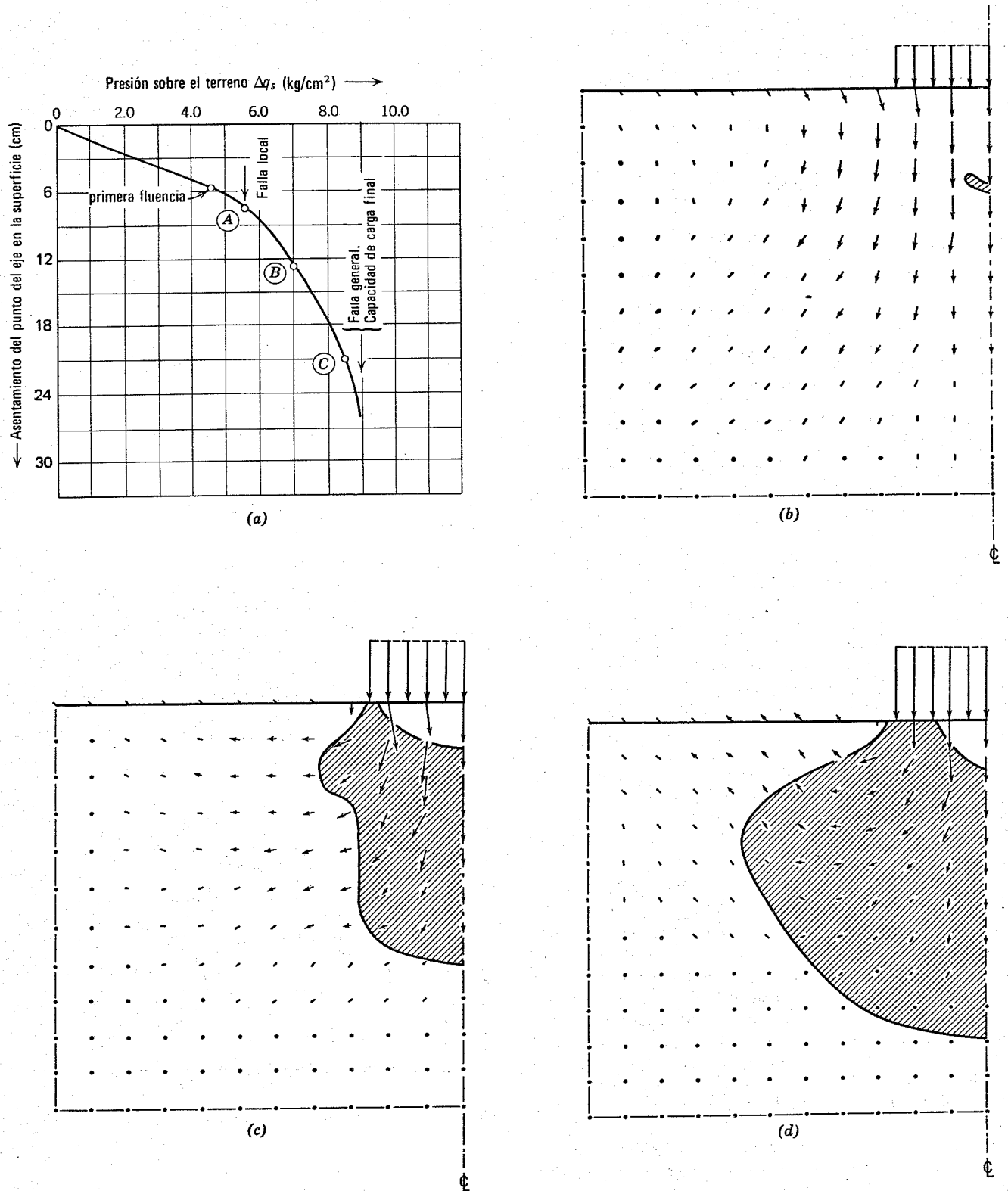


Fig. 14.2. a) Curva carga-asentamiento en el eje de un problema hipotético. b) Desplazamiento y primera fluencia bajo una carga de 4.40 kg/cm^2 . c) Extensión de la zona plastificada y campo de desplazamientos para una carga de 6 kg/cm^2 . d) Extensión de la zona plastificada y campo de desplazamientos para una carga de 8.30 kg/cm^2 .

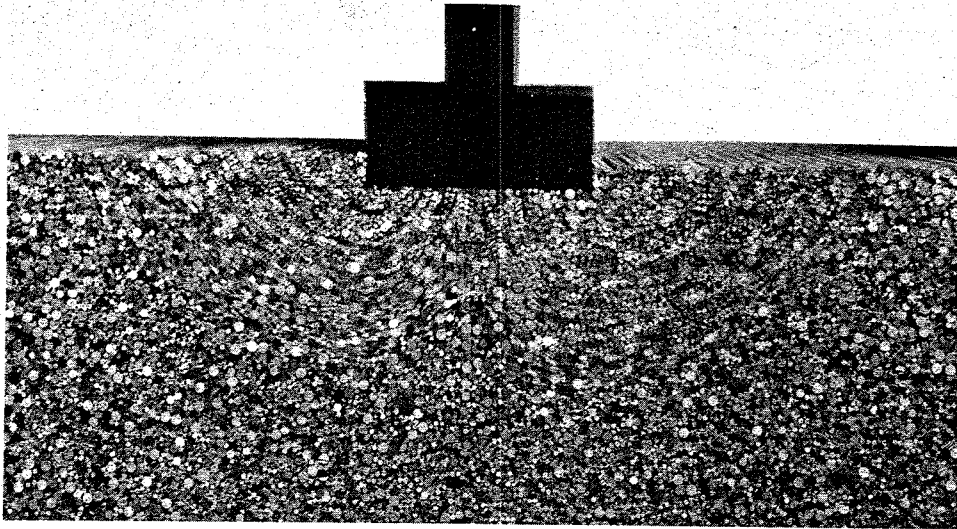


Fig. 14.3. Zonas de falla bajo una zapata.

Al aumentar Δq_s todo el material se comporta elásticamente, y los esfuerzos y asentamientos pueden calcularse a partir de la teoría elástica, como se expuso en el capítulo 8. Siempre que $\tau_{m\acute{a}x} < c$ en todos los puntos, el asentamiento es proporcional a Δq_s . Para cualquier valor de Δq_s el valor más grande de $\tau_{m\acute{a}x}$ se produce a lo largo del eje, a una profundidad aproximadamente igual a la mitad del ancho de la superficie cargada. Cuando $\Delta q_s = 4.40 \text{ kg/cm}^2$, en ese punto crítico $\tau_{m\acute{a}x} = c$, produciéndose la falla en el mismo. Sin embargo, no sucede nada catastrófico en esta fase ya que dicho punto de falla está completamente rodeado por material que puede soportar esfuerzos adicionales. Un posterior aumento de Δq_s produce una *fluencia plástica contenida* del punto anterior y una deformación adicional elástica de los puntos de su entorno. Gradualmente los puntos circundantes fluyen también, aumentando la zona plástica.

La Fig. 14.2 muestra la curva *carga-asentamiento* y el crecimiento de la zona plástica. (En realidad debería hablarse de una curva "esfuerzo-asentamiento", aunque hemos utilizado la denominación habitual). Poco después de comenzar la falla inicial, la curva carga-asentamiento se dobla hacia abajo (punto A). Este estado se denomina *rotura o falla local por corte*. La línea carga-asentamiento se va curvando gradualmente hasta que la zona plástica se extiende por fuera de la superficie cargada (punto C). Al suceder esto, el asentamiento aumenta rápidamente y, finalmente, se llega a un estado en el que no es posible aumentar Δq_s sin asentamientos muy grandes. Esto se produce para $\Delta q_s = 9 \text{ kg/cm}^2$. Esta fase se denomina *falla general por corte* y el valor de Δq_s correspondiente constituye la *carga de hundimiento* o *capacidad de carga final*.

Las flechas de la Fig. 14.2b muestran la dirección y magnitud relativa de los desplazamientos de los diversos puntos durante la aplicación de un pequeño incremento de carga. En la parte elástica del proceso, los puntos superficiales exteriores al área cargada se mueven hacia abajo y en dirección a la carga. Sin embargo, una vez que

se produce la fluencia estos puntos comienzan a moverse hacia arriba y hacia fuera. Al llegar a la carga de hundimiento el suelo fluye bajo la carga, tanto lateralmente como hacia arriba. Como podría esperarse, estos desplazamientos son máximos en la zona que ha entrado en fluencia plástica.

Comportamiento de zapatas en suelos reales

La Fig. 14.3 muestra los desplazamientos en falla de un conjunto de varillas cilíndricas cargadas por una zapata rígida. Como se expuso en el capítulo 13 figuras de este tipo permiten comprender el desarrollo de la falla en suelos granulares. Advértase que el "suelo" es desplazado de debajo de la "zapata" y se eleva la superficie del suelo adyacente. El sistema de desplazamientos es muy semejante al calculado para el material hipotético, como se aprecia en la Fig. 14.2d.

La Fig. 14.4 muestra las curvas carga-asentamiento observadas en pruebas con placas circulares de 5 a 20 cm de diámetro sobre arena seca. La curva correspondiente a una arena de compactación media (Fig. 14.4b) es muy semejante a la de la Fig. 14.2 para el material hipotético. Existe en la curva un quiebro bien definido correspondiente a la falla local. Más allá de este punto la curva descende más rápidamente, de forma errática, hasta que se produce la falla general. Esta curva real carga-asentamiento señala una resistencia gradualmente creciente incluso después de dicha falla general. Al penetrar la zapata, el suelo situado por encima de la base de la misma actúa como sobrecarga y aumenta la resistencia al corte del suelo.

Para arenas muy sueltas las zonas de corte a los lados de la zapata nunca están bien definidas y el levantamiento lateral, si existe, es muy pequeño. Este comportamiento, constituye simplemente un caso límite del comportamiento descrito en la sección anterior y se denomina *falla por penetración*.

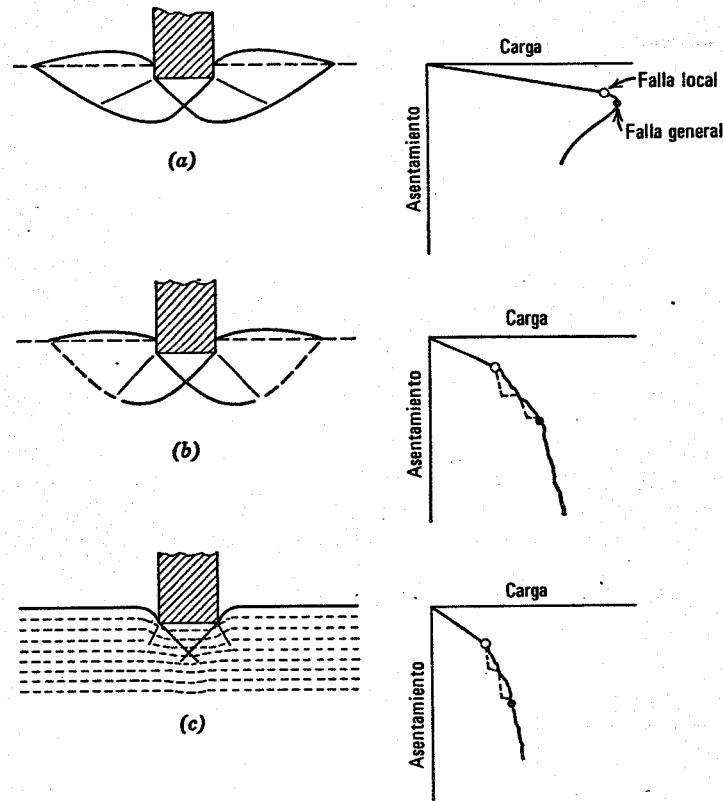


Fig. 14.4. Curvas carga-asentamiento y zonas de falla observadas en pruebas en modelo sobre arena. a) Arena compacta. b) Arena de compactación media. c) Arena muy suelta, (Según Vesic, 1963).

Una zapata sobre una arena muy compacta muestra un comportamiento algo diferente. En este caso, la carga que produce la falla general es sólo ligeramente superior a la que produce la falla local. Después de la falla general, la resistencia disminuye debido a la pérdida de encaje a partir del máximo de la curva esfuerzo-deformación de la arena compacta. Aunque no se indique, la resistencia volverá a aumentar eventualmente debido al efecto de sobrecarga que se desarrolla una vez que la zapata ha penetrado una profundidad considerable.

El comportamiento de las cimentaciones reales sobre suelos naturales parece ser semejante al observado en estas pruebas a pequeña escala, aunque se han descrito muy pocas fallas totales de cimentaciones sobre arena que hayan sido objeto de un estudio detallado.

Criterios de proyecto

El criterio básico para el proyecto de una cimentación es que el asentamiento no debe superar un cierto valor admisible. Este valor puede variar de unas estructuras a otras, como se comentó en la sección 14.2. Con objeto de asegurar que se cumple este criterio básico, el ingeniero debe hacer dos consideraciones. En primer lugar, para cualquier cimentación existe un cierto valor de la presión aplicada para la cual los asentamientos comienzan a ser muy grandes y difíciles de calcular. Dicho valor se denomina *capacidad de carga* o *capacidad portante*. La cimenta-

ción debe proyectarse de forma que la presión real aplicada sea inferior a la capacidad de carga, con un margen de seguridad suficiente para cubrir las incertidumbres en la estimación de las presiones sobre el terreno y de la propia capacidad de carga. El significado de las expresiones "asentamientos excesivos" y "difíciles de calcular" supone la intervención del criterio del ingeniero. En general, la capacidad de carga se toma como la presión que da lugar a la falla local por corte; es decir, la presión correspondiente al codo de la curva presión-asentamiento. En algunos problemas el ingeniero puede encontrar que una carga mayor se ajusta más adecuadamente a la definición de capacidad de carga. Sin embargo, es evidente que la carga que produce la falla general por corte (es decir, la capacidad de carga final) constituye un límite superior de la capacidad de carga del terreno.

En segundo lugar, después de determinar la capacidad de carga y asegurar que es superior a la presión aplicada por la estructura, con un margen de seguridad adecuado, el ingeniero debe estimar el asentamiento que se producirá bajo la carga aplicada, comparando su valor con el límite admisible.

Así pues, los tres pasos fundamentales para el proyecto de una cimentación son:

1. Elección del factor de seguridad adecuado respecto a la falla por corte y el asentamiento admisible.
2. Determinación de la capacidad de carga y del factor de seguridad real bajo la carga prevista.

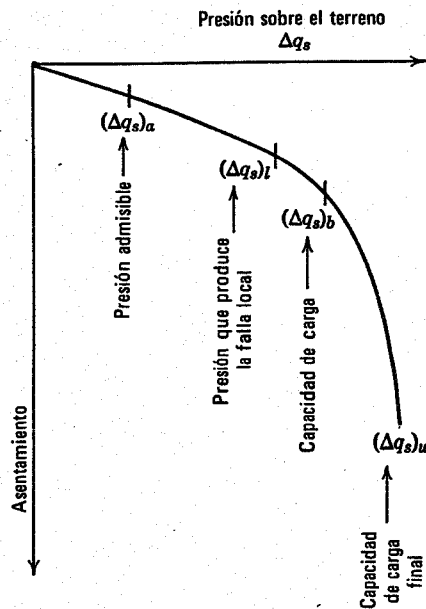


Fig. 14.5. Relación entre las presiones sobre el terreno y las capacidades de carga.

3. Estimación del asentamiento y comparación con el valor admisible.

En la discusión anterior, se han utilizado los términos "capacidad de carga" y "presión aplicada" en varios sentidos diferentes.

El significado de cada uno de estos términos se explica a continuación y en la Fig. 14.5.

Presión aplicada por la cimentación Δq_s es la realmente ejercida sobre el terreno. En una cimentación real Δq_s no debe ser superior a la:

Presión admisible $(\Delta q_s)_a$. La presión admisible sobre el terreno se determina teniendo en cuenta la seguridad frente al hundimiento, el asentamiento admisible y la economía de la cimentación. Generalmente se obtiene dividiendo por un factor de seguridad la

Capacidad de carga $(\Delta q_s)_b$. Es la presión para la cual los asentamientos comienzan a ser muy grandes e imprevisibles

debido a la falla por corte. En general se toma igual a la

Presión que produce la rotura o falla local $(\Delta q_s)_l$. Esta es la presión para la cual se aprecia la primera falta de linealidad importante en la curva presión-asentamiento. En algunos problemas cuidadosamente estudiados $(\Delta q_s)_b$ puede ser superior a $(\Delta q_s)_l$. Sin embargo en cualquier caso $(\Delta q_s)_b$ no debe ser superior a la

Capacidad de carga final $(\Delta q_s)_u$. La capacidad de carga final es la presión que produce un asentamiento catastrófico repentino de la cimentación.

En muchos problemas $(\Delta q_s)_a$ debe ser inferior a $(\Delta q_s)_b$, debido a limitaciones en la magnitud de los asentamientos.

14.2 ASENTAMIENTO ADMISIBLE

El asentamiento puede tener importancia por tres razones, incluso aunque la falla no sea inminente: aspecto, condiciones de servicio y daños de la estructura.

Los asentamientos pueden alterar el aspecto de una estructura, provocando grietas en los muros exteriores, y en los revocos de las paredes interiores. También pueden dar lugar a que una estructura se incline lo suficiente para que pueda apreciarse a simple vista su inclinación.

El asentamiento puede interferir con el servicio de una estructura en diversas formas; por ejemplo, las grúas y otros tipos de maquinaria pueden dejar de funcionar correctamente; las bombas, compresores, etc. pueden desajustarse; y las unidades de seguimiento como el radar pierden precisión.

El asentamiento puede producir el fallo estructural de un edificio y su colapso, incluso aunque el factor de seguridad contra la falla por corte de la cimentación sea elevado.

Algunos de los diversos tipos de asentamiento se indican en la Fig. 14.6. La Fig. 14.6a muestra un *asentamiento uniforme*. Un edificio sobre una placa estructural muy rígida sufre un asentamiento uniforme. La Fig. 14.6b representa un giro o vuelco uniforme en el que toda la estructura tiene la misma distorsión angular. La Fig. 14.6c muestra un caso muy habitual de *asentamiento no uniforme o diferencial*. El asentamiento diferencial puede producirse por: a) presiones uniformes que actúan sobre un suelo homogéneo;

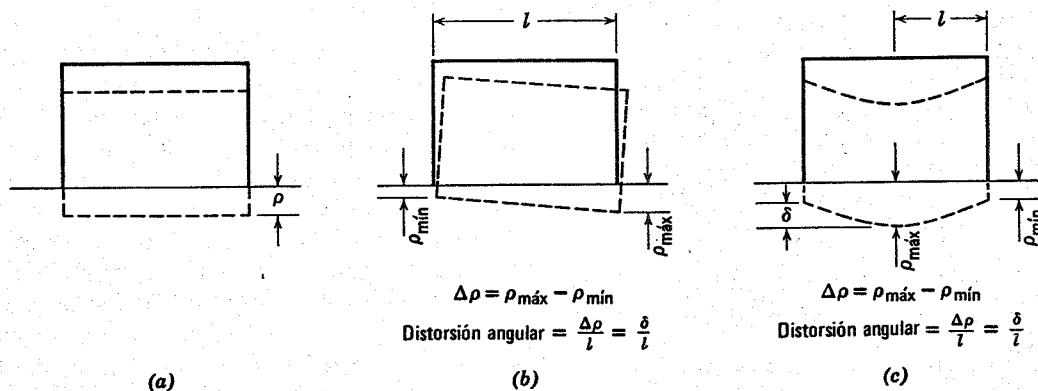


Fig. 14.6. Tipos de asentamiento. a) Asentamiento uniforme. b) Vuelco. c) Asentamiento no uniforme.

Tabla 14.1 Asentamiento admisible

Tipo de movimiento	Factor limitativo	Asentamiento máximo	
Asentamiento total	Drenaje	6-12 plg.	
	Acceso	12-24 plg.	
	Probabilidad de asentamiento no uniforme		
	Estructuras con muros de mampostería	1-2 plg.	
	Estructuras reticulares	2-4 plg.	
Inclinación o giro	Chimeneas, silos, placas	3-12 plg.	
	Estabilidad frente al vuelco	Depende de la altura y el ancho	
	Inclinación de chimeneas, torres	0.004/	
	Rodadura de camiones, etc.	0.01/	
	Almacenamiento de mercancías	0.01/	
	Funcionamiento de máquinas - telares de algodón	0.003/	
	Funcionamiento de máquinas - turbogeneradores	0.0002/	
	Carriles de grúas	0.003/	
	Drenaje de soleras	0.01-0.02/	
	Asentamiento diferencial	Muros de ladrillo continuos y elevados	0.0005-0.001/
		Factoría de una planta, fisuración de muros de ladrillo	0.001-0.002/
Fisuración de revocos (yeso)		0.001/	
Pórticos de concreto armado		0.0025-0.004/	
Pantallas de concreto armado		0.003/	
Pórticos metálicos continuos		0.002/	
	Pórticos metálicos sencillos	0.005/	

Según Sowers, 1962.

Nota. l = distancia entre columnas adyacentes con asentamientos diferentes o entre dos puntos cualesquiera con asentamiento diferencial. Los valores más elevados son para asentamientos homogéneos y estructuras más tolerantes. Los valores inferiores corresponden a asentamientos irregulares y estructuras delicadas.

o b) presiones diferentes sobre el terreno o c) condiciones del terreno heterogéneas.

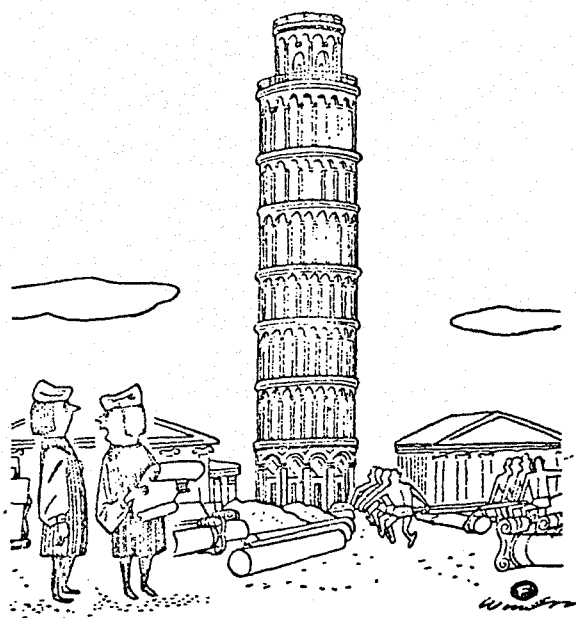
Como se muestra en la Fig. 14.6 $\rho_{\text{máx}}$ indica el asentamiento máximo y $\rho_{\text{mín}}$ el mínimo. El asentamiento diferencial ($\Delta\rho$) entre dos puntos es la diferencia entre el asentamiento máximo y el mínimo. El asentamiento diferencial también se caracteriza por la *distorsión angular* δ/l que es el asentamiento diferencial entre dos puntos dividido por la distancia horizontal entre ellos.

El asentamiento que una estructura puede tolerar, *asentamiento admisible*, depende de muchos factores incluyendo el tipo, forma, situación y finalidad de la estructura, así como la forma, velocidad, causa y origen del asentamiento. La Tabla 14.1 da indicaciones sobre los asentamientos admisibles. Pudiera parecer que el ingeniero que proyecta una cimentación debería considerar el asentamiento admisible especificado por el proyectista de la estructura. Pero, sin embargo esto raramente es el caso y el ingeniero de cimentaciones se encuentra frecuentemente entre el ingeniero estructural, que no desea el menor asentamiento, y el cliente que quiere una cimentación económica. Así pues, es importante considerar los asentamientos admisibles.

En los párrafos siguientes se comentarán algunos de los aspectos sobresalientes del asentamiento admisible, ilustrándolo gráficamente. En la última parte de esta sección se hacen indicaciones para estimar en cada caso el asentamiento admisible.

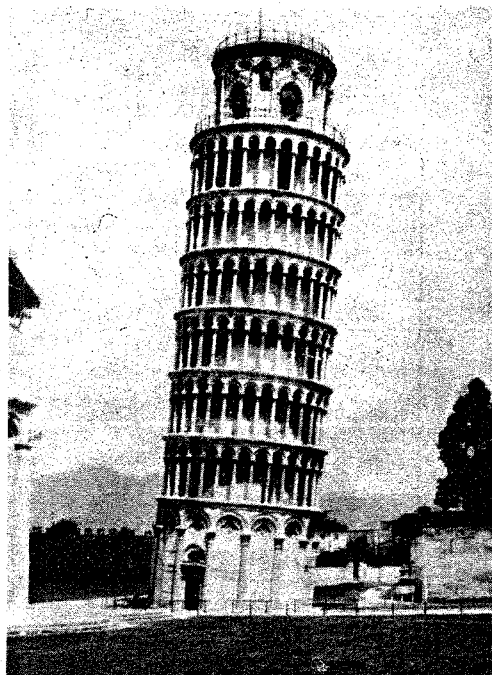
Asentamiento total

En general, la magnitud del asentamiento total no constituye un factor crítico, sino principalmente una cuestión de conveniencia. Si el asentamiento total de una estructura es superior a 15 ó 20 cm pueden presentarse problemas en las conducciones (de gas, agua o alcantarillado) conectadas a la estructura. Sin embargo, las juntas deben proyectarse pensando en el asentamiento de la estructura. La figura 1.3 muestra un ejemplo clásico de un edificio que ha sufrido grandes asentamientos y aún permanece en servicio. Sin embargo existen casos en los que los asentamientos totales grandes pueden dar lugar a graves problemas; por ejemplo, un depósito sobre arcilla blanda, próximo a la costa, puede asentar, quedando por debajo del nivel del agua.



"¡Sí, he escatimado un poco en la cimentación pero eso no se sabrá nunca!"

(a)



(b)

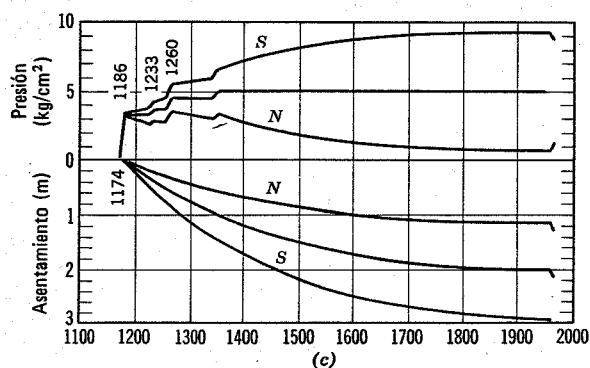


Fig. 14.7. Torre inclinada de Pisa. a) Tomado de la Conferencia sobre Asentamientos, ASCE 1964. b) y c) Según Terracina.

Vuelco o inclinación

Un caso clásico es la Torre Inclinada de Pisa (Fig. 14.7). Como puede verse por la curva tiempo-asentamiento, el lado Norte de la torre ha asentado algo más de 1 m, mientras que el lado Sur ha asentado aproximadamente 3 m, con un asentamiento diferencial de 1.8 m. Esta inclinación produce un aumento de las presiones sobre el terreno en el lado Sur de la Torre, agravando así la situación. Un asentamiento tan importante en un edificio elevado representa una situación peligrosa, potencialmente inestable. Actualmente se están estudiando métodos para impedir el progreso de los asentamientos (Terracina, 1962).

Asentamiento no uniforme

La distorsión angular admisible en edificios ha sido estudiada por análisis teóricos, mediante pruebas con grandes modelos de pórticos estructurales y observaciones *in*

situ. La Fig. 14.8 da un resumen de los resultados de estos estudios. Un caso extremo lo constituyen los radares de seguimiento de precisión, en los que un asentamiento diferencial de sólo $\delta/l = 1/50.000$ puede inutilizar el sistema de radar.

Un depósito metálico para el almacenamiento de fluidos constituye una estructura particularmente interesante. La mayor parte de la carga se debe al fluido almacenado, y por efecto de la flexibilidad del fondo del depósito, la presión sobre el terreno tiene una distribución uniforme. La flexibilidad significa también que los depósitos pueden soportar grandes asentamientos diferenciales sin daños, y los propietarios de tales depósitos raramente se preocupan de su aspecto. Existe sin embargo un notable desacuerdo entre ingenieros, constructores y propietarios respecto al asentamiento admisible para tales depósitos. Un estudio de este tema por Aldrich y Goldberg (sin publicar) ha revelado los siguientes hechos:

1. Algunos depósitos han asentado más de 1.50 m. y permanecen en servicio.
2. Algunos depósitos han fallado estructuralmente con asentamientos de sólo 18 cm.
3. Los asentamientos admisibles comúnmente considerados para el proyecto de las cimentaciones de depósitos metálicos varían de 2.5 a 50 cm.

La gran disparidad en los resultados observados y en cuanto a los asentamientos admisibles a considerar resalta la dificultad con que se enfrenta el ingeniero al establecer los asentamientos admisibles. Aunque la Tabla 14.1 y la Fig. 14.8 constituyen buenas indicaciones para trabajos rutinarios, las obras importantes deben estudiarse cuidadosamente.

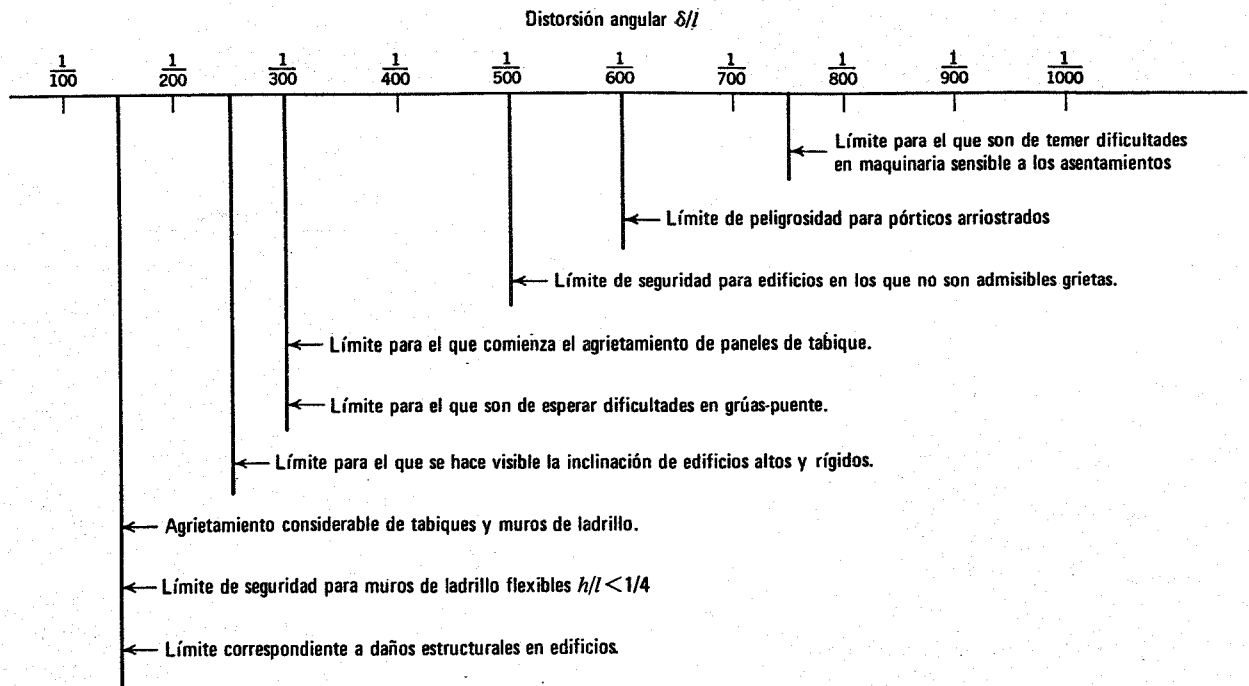


Fig. 14.8. Distorsiones angulares límites (Según Bjerrum, 1963a).

Relación entre el asentamiento total y el diferencial (o no uniforme).

Como se ha indicado anteriormente, en el proyecto de una cimentación tiene más importancia el asentamiento diferencial que el total. Por otro lado, es mucho más difícil estimar el asentamiento diferencial que el asentamiento máximo. Esto se debe a que la magnitud del asentamiento diferencial viene afectada principalmente por la heterogeneidad del terreno natural y también por la capacidad de las estructuras para salvar las zonas blandas de la cimentación. En un trabajo muy importante, suele merecer la pena hacer un estudio detallado del terreno para localizar las zonas de mayor o menor resistencia; investigando a fondo la relación entre los desplazamientos de la cimentación y las fuerzas de la estructura. En obras de menor importancia puede ser suficiente con emplear una relación empírica entre el asentamiento total y el diferencial y establecer el criterio de proyecto a partir de un asentamiento total admisible.

La Fig. 14.9 da los resultados correspondientes a edificios reales cimentados sobre suelos granulares. En la parte *a*) se dan los valores observados de la distorsión angular δ/l en función del asentamiento diferencial máximo. Mientras que δ/l se determina por el asentamiento diferencial entre columnas adyacentes, el asentamiento diferencial máximo puede producirse entre dos columnas muy separadas. La curva dibujada en la figura constituye la media de los puntos observados. La parte *b*) muestra la relación entre el asentamiento diferencial máximo y el asentamiento máximo. La línea trazada como envolvente superior indica que el asentamiento diferencial máximo puede ser igual al asentamiento máximo; es decir, puede

existir una columna que no tenga prácticamente asentamiento. En general, el asentamiento diferencial máximo es menor que el asentamiento máximo².

El empleo de estas relaciones se aclara con el ejemplo 14.1. Según la naturaleza del edificio se elige un valor δ/l admisible. A continuación se utilizan las curvas para encontrar el asentamiento diferencial máximo y el asentamiento máximo total admisible. El asentamiento calculado por los métodos de las secciones 14.8 a 14.10 debe ser menor que este asentamiento admisible. Un asentamiento total admisible de una pulgada (2.5 cm) suele especificarse corrientemente para edificios comerciales.

► Ejemplo 14.1

Datos. Un edificio de una sola planta de concreto armado, con muros de ladrillo.

Problema Calcular el asentamiento total admisible que asegurará la no fisuración de los muros de ladrillo.

Solución. Según la Fig. 14.8, δ/l máxima = $1/500 = 0.002$.

La Tabla 14.1 habría dado 0.003. Se adopta $\delta/l = 0.002$.

Según la Fig. 14.9a, el asentamiento diferencial máximo admisible es de 2.5 cm.

Según la Fig. 14.9b, tomando el límite superior, el asentamiento total admisible es también de 2.5 cm. ◀

² Puede producirse un asentamiento diferencial máximo mayor que el asentamiento total máximo cuando una parte de la estructura se levanta y otra asienta. Este caso no es raro en depósitos cimentados en arena.

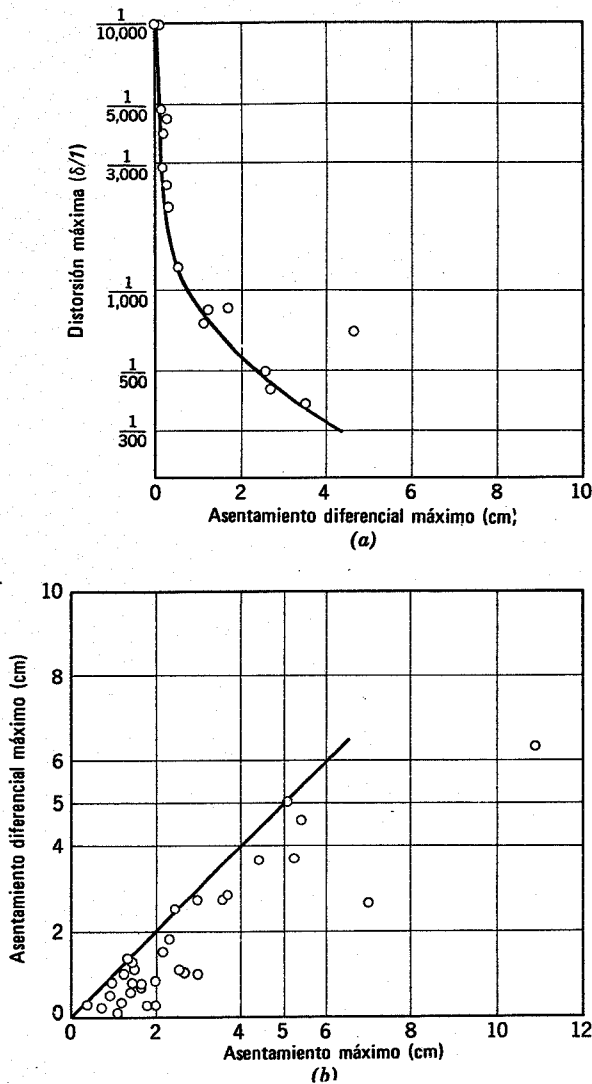


Fig. 14.9. Asentamiento de estructuras cimentadas sobre arena (Según Bjerrum, 1963a y 1963b).

14.3 CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA DE ZAPATAS CORRIDAS

Como primera fase en nuestro estudio de los métodos de cálculo de la capacidad de carga de las cimentaciones, estudiaremos la carga de hundimiento de una zapata muy larga respecto a su ancho. Este tipo de zapatas se colocan bajo muros de retención y muros de carga de edificios. Existen diversos métodos para calcular la compacidad de carga final de estas zapatas. En las secciones siguientes comentaremos la forma de modificar los resultados teóricos para tener en cuenta la influencia de la falla local y las diferentes formas de las zapatas.

En la Fig. 14.10 se representa una zapata corrida típica. Debido a que la zapata es muy larga con relación a su ancho, el problema es de deformación plana. Es decir, el problema es bidimensional. Existen varias razones por las

cuales la zapata se sitúa algo por debajo de la superficie del terreno en lugar de directamente sobre la superficie: a) para evitar tener que levantar la primera planta por encima del nivel del terreno; b) para permitir la eliminación de la capa superficial de tierra vegetal; c) para conseguir una capacidad de carga adicional debido al comportamiento parcial (ver más adelante); y d) para situar la zapata por debajo de la zona en la que el suelo experimenta cambios de volumen por la acción de la helada u otros efectos estacionales. En Boston, por ejemplo, el código de edificación requiere que las zapatas exteriores de un edificio estén a más de 1.20 m. por debajo de la superficie del terreno.

A efectos de cálculo, el caso real que aparece en la Fig. 14.10a se suele substituir por el de la Fig. 14.10b: el suelo por encima de la base de la zapata se reemplaza por una sobrecarga uniforme de valor $q_s = \gamma d$, siendo

- γ = peso específico del suelo
- d = profundidad de la base de la zapata bajo la superficie del terreno.

Se considera de esta forma el efecto del peso del suelo situado por encima de la base de la zapata, aunque se desprecia la resistencia al corte de este suelo. La precisión de esta simplificación se comentará más adelante en este capítulo.

Solución basada en las cuñas de Rankine

Comenzaremos por un cálculo que es excesivamente poco aproximado para su uso práctico, pero que ilustra de manera sencilla los factores a considerar en un cálculo más preciso. Se supone que la zona de falla está formada por dos cuñas separadas, como se indica en la Fig. 14.11: una cuña activa de Rankine I, que es empujada hacia abajo y hacia afuera y una cuña pasiva de Rankine II, desplazada hacia afuera y hacia arriba. Las trayectorias de movimiento son simétricas respecto al eje.

El cálculo comienza considerando la cuña II. Mediante la ecuación 13.9 podemos escribir una expresión del empuje máximo P (es decir, empuje pasivo) que puede aplicarse a esta cuña a lo largo de la cara vertical IJ (advírtase que $N\phi = K_p$). La ecuación 14.1 incluye la resistencia debida a la fricción y a la sobrecarga. Este empuje P es también el máximo empuje disponible para mantener la cuña activa I en equilibrio bajo la aplicación de la carga Q_{ult}/B .

El valor de esta carga puede deducirse, por tanto, de la ecuación 13.7 correspondiente al empuje activo.

La ecuación 14.3 puede escribirse en la forma³

$$\frac{Q_{ult}}{B} = (\Delta q_s)_u = \frac{\gamma B}{2} N_\gamma + q_s N_q \quad (14.4)$$

donde N_γ y N_q son factores adimensionales que dependen sólo del ángulo de fricción del suelo. Partiendo de estas

³ La razón para escribir $\gamma B/2$ es puramente histórica; es decir, ésta fué la forma en que se escribió por primera vez.

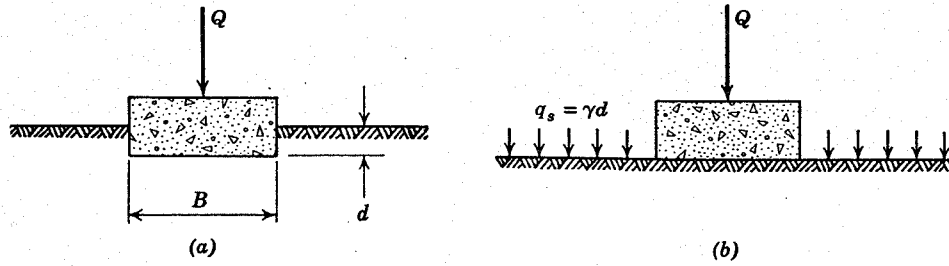


Fig. 14.10. Zapata corrida superficial bajo una carga vertical. a) Posición real. b) Posición supuesta para el cálculo.

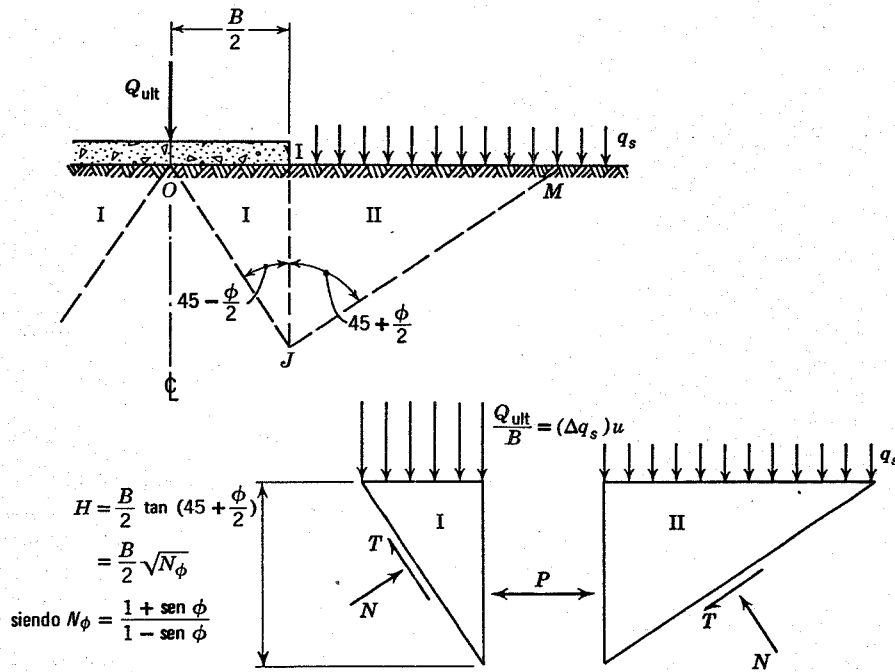


Fig. 14.11. Dedución de la capacidad de carga a partir de las cuñas de Rankine.

Fuerza máxima que puede aplicarse al contorno pasivo II.

De la ecuación 13.9:

$$P = q_s H N_\phi + \frac{1}{2} \gamma H^2 N_\phi$$

$$P = q_s \frac{B}{2} N_\phi^{3/2} + \frac{1}{8} \gamma B^2 N_\phi^2 \quad (14.1)$$

Sobrecarga máxima \$Q_{ult}/B\$ que puede aplicarse al contorno activo I.

De la ecuación 13.7:

$$P = \frac{Q_{ult}}{B} \frac{H}{N_\phi} + \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{1}{N_\phi}$$

$$\frac{Q_{ult}}{B} = \frac{P}{H} N_\phi - \frac{1}{2} \gamma H$$

$$= \frac{2P}{B} - \frac{1}{4} \gamma B \sqrt{N_\phi}$$

$$\frac{Q_{ult}}{B} = q_s N_\phi^2 + \frac{1}{4} \gamma B N_\phi^{5/2} - \frac{1}{4} \gamma B N_\phi^{1/2} \quad (14.2)$$

$$\frac{Q_{ult}}{B} = \frac{\gamma B}{4} (N_\phi^{5/2} - N_\phi^{1/2}) + q_s N_\phi^2 \quad (14.3)$$

soluciones basadas en las cuñas de Rankine, N_γ y N_q tienen los valores

$$\begin{aligned} N_\gamma &= \frac{1}{2}(N_\phi^{5/2} - N_\phi^{1/2}) \\ N_q &= N_\phi^2 = K_p^2 \end{aligned} \quad (14.5)$$

donde

$$N_\phi = K_p = \frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi}$$

Así pues, de acuerdo con la ecuación 14.4, la carga de hundimiento de una zapata corrida puede expresarse como suma de dos términos. El primer término depende del peso específico del suelo y del ancho de la zapata. El segundo corresponde a la sobrecarga. Introduciendo la relación entre la profundidad de cimentación* y la sobrecarga (Fig. 14.10)

$$\frac{Q_{ult}}{B} = (\Delta q_s)_u = \frac{\gamma B}{2} N_\gamma + \gamma d N_q \quad (14.6)$$

Los factores adimensionales N_γ y N_q se denominan *factores de capacidad de carga* y dependen únicamente de ϕ .

El empleo de los anteriores resultados se ilustra en los ejemplos 14.2 a 14.4. Como se ha mencionado anteriormente, los resultados obtenidos mediante los estados de Rankine constituyen una aproximación por defecto, excesiva para su empleo práctico, pero los resultados sirven para explicar los siguientes puntos importantes, que también son válidos para soluciones más exactas:

1. Se produce un aumento importante de la capacidad de carga final como resultado de la profundidad de cimentación.
2. Existe un fuerte incremento de la capacidad de carga con el ángulo de fricción. La carga de la zapata, por supuesto da lugar a esfuerzos tangenciales en el terreno y produce también esfuerzos normales que tienden a aumentar la resistencia al corte. La Fig. 14.12 muestra la trayectoria de esfuerzos de puntos situados a profundidad media en las zonas pasiva y activa, suponiendo que inicialmente los esfuerzos son geostáticos, con $K_p = 1^4$. La trayectoria de esfuerzos para el punto situado bajo la zapata asciende con una inclinación menor de 45° . Al aumentar el ángulo de fricción del suelo, se requiere una carga cada vez mayor sobre la zapata para que la trayectoria de esfuerzos alcance la línea de falla.

Adviértase también que la capacidad de carga de una zapata sobre arena sería nula si el terreno careciera de peso.

* También denominada "profundidad de desplante". (N.T.)

4 Al dibujar la trayectoria de esfuerzos del punto R suponemos que la fuerza P aumenta uniformemente al aplicar la carga. La variación real de P con la carga se comenta en la sección 14.4; las trayectorias de esfuerzos reales del punto R son curvas en lugar de rectas.

► Ejemplo 14.2

Datos. La zapata que aparece en la Fig. E14.2.

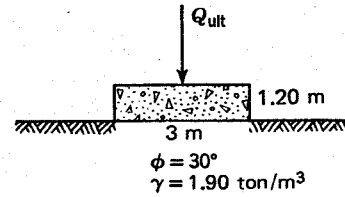


Fig. E14.2.

Problema. Calcular la carga de hundimiento Q_{ult} .

Solución.

$$N_\phi = \frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi} = 3$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2}(15.60 - 1.73) = 6.94$$

$$N_q = 3^2 = 9$$

$$\frac{Q_{ult}}{B} = (\Delta q_s)_u = (1.90)(3) \left(\frac{6.94}{2} \right) = 19.8 \text{ ton/m}^2$$

$$Q_{ult} = 59.4 \text{ ton/m de zapata}$$

► Ejemplo 14.3

Datos. La zapata de la Fig. 14.3.

Problema Calcular Q_{ult} .

Solución.

$$\frac{Q_{ult}}{B} = (\Delta q_s)_u = 19.8 + (1.90)(1.2)(9)$$

$$= 19.8 + 20.5 = 40.3 \text{ ton/m}^2$$

$$Q_{ult} = 120.9 \text{ ton/m de zapata}$$

► Ejemplo 14.4

Datos. Los mismos del ejemplo 14.3, pero con $\phi = 40^\circ$.

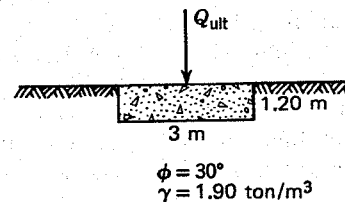


Fig. E14.3.

Problema. Calcular Q_{ult} .

Solución.

$$N_\phi = 4.61$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2}(45.8 - 2.15) = 21.6$$

$$N_q = 21.2$$

$$\frac{Q_{ult}}{B} = (\Delta q_s)_u = (1.90)(3) \left(\frac{21.6}{2} \right) + (1.90)(1.2)(21.2)$$

$$= 62.6 + 48.3$$

$$= 109.9 \text{ ton/m}^2$$

$$Q_{ult} = 329.7 \text{ ton/m de zapata}$$

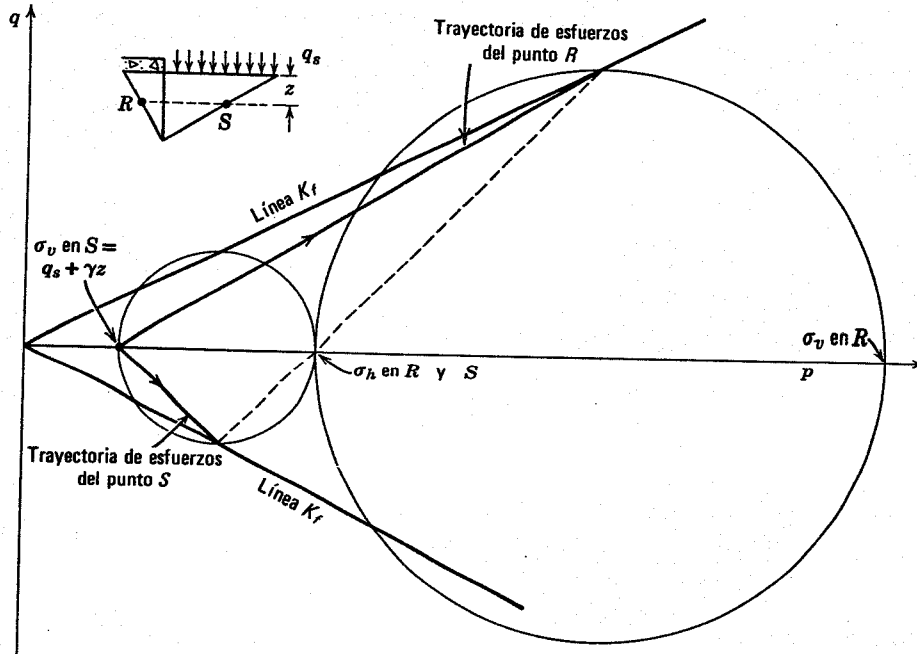


Fig. 14.12. Trayectorias de esfuerzos de puntos situados bajo una cimentación.

Otras soluciones

Existen dos inconvenientes fundamentales en la solución anterior basada en los estados de Rankine. En primer lugar, la zona de falla real (ver la Fig. 14.4) está limitada por curvas, en lugar de por dos superficies rectas. En segundo lugar, la solución anterior no considera los esfuerzos tangenciales que deben actuar sobre la línea *IJ* de la Fig. 14.11. Debido a este segundo inconveniente la solución subestima groseramente la capacidad de carga real.

Se han obtenido muchos tipos diferentes de soluciones con el fin de evitar satisfactoriamente estos inconvenientes. Se ha aplicado el método de la cuña con elementos limitados por diversas combinaciones de rectas, círculos y espirales logarítmicas (Hansen, 1966). Otras soluciones han utilizado la integración numérica de la ecuación de Kötter (Sokolovski, 1965, Harr, 1966). La mayoría de estas soluciones implican un cierto grado de aproximación y, como se comentó en el capítulo 13, aún no se sabe con exactitud qué significado tiene una solución exacta a un problema de equilibrio límite en un terreno real.

La solución más corrientemente utilizada es la obtenida por Terzaghi (1943). Esta solución supone que es aplicable la ecuación 14.6, es decir, las resistencias correspondientes al peso del suelo y a la sobrecarga pueden calcularse independientemente una de otra. Esto no es estrictamente cierto, ya que la posición de la superficie de falla teórica es algo diferente según la combinación de ϕ , γ y Δq_s . Sin embargo, se ha demostrado que esta hipótesis conduce a resultados conservadores, subestimando la capacidad de carga. Partiendo de la citada hipótesis, Terzaghi calcula N_γ y N_q por el método de la cuña utilizando elementos del tipo indicado en la Fig. 14.13a. En la Fig. 14.13b se han representado en función de ϕ los valores aplicables a zapatas rugosas, caso más típico de los

encontrados en la práctica. También existen valores aplicables a zapatas lisas. Los ejemplos 14.5 a 14.7 repiten ejemplos anteriores pero utilizando los valores de Terzaghi para N_γ y N_q y obteniendo, por tanto, valores mucho mayores de la capacidad de carga.

La Tabla 14.2 compara los valores de N_q y N_γ calculados por Terzaghi con los valores medios deducidos de pruebas con zapatas a pequeña escala. Existe considerable

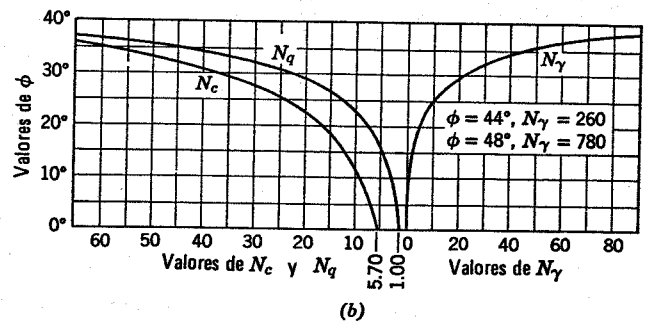
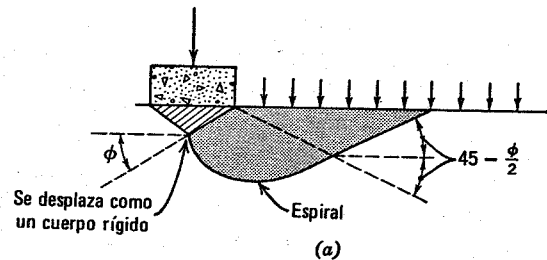


Fig. 14.13. a) Forma de la superficie de falla en la solución de Terzaghi. b) Factores de capacidad de carga dados por Terzaghi (zapata de base rugosa).

► Ejemplo 14.5

Repítase el ejemplo 14.2, utilizando los factores de capacidad de carga de Terzaghi.

$$N_\gamma = 20$$

$$(\Delta q_s)_u = (1.90)(3) \left(\frac{20}{2}\right) = 57 \text{ ton/m}^2 \quad \blacktriangleleft$$

► Ejemplo 14.6

Repítase el ejemplo 14.3, utilizando los factores de Terzaghi.

$$N_q = 22$$

$$(\Delta q_s)_u = 57 + (1.90)(1.2)(22)$$

$$= 57 + 50.1 = 107.1 \text{ ton/m}^2 \quad \blacktriangleleft$$

► Ejemplo 14.7

Repítase el ejemplo 14.4, utilizando los factores de Terzaghi.

$$\left. \begin{array}{l} N_\gamma = 130 \\ N_q = 80 \end{array} \right\} \text{ ver la Tabla 14.2}$$

$$(\Delta q_s)_u = (1.90)(3) \left(\frac{130}{2}\right) + (1.90)(1.2)(80)$$

$$= 370.5 + 182.4 = 552.9 \text{ ton/m}^2 \quad \blacktriangleleft$$

dispersión en los datos experimentales. Estos resultados indican que los factores de Terzaghi son conservadores respecto a los resultados experimentales medios, especialmente para ángulos de fricción grandes. Los valores de ϕ medidos en pruebas triaxiales convencionales se han utilizado para deducir N_q y N_γ a partir de zapatas de prueba. Como una zapata corrida constituye un problema de deformación plana, debería haberse supuesto un valor de ϕ algo mayor (ver la sección 11.4). El suponer un ϕ más grande habría llevado a obtener valores más pequeños de N_q y N_γ para conseguir la capacidad de carga observada y se habría llegado así a una mejor concordancia entre los valores de Terzaghi y los datos experimentales. Ninguna de las soluciones ha constituido una mejora apreciable de la correlación entre las capacidades de carga teóricas y las observadas, por lo cual la solución de Terzaghi se continúa utilizando.

Nuevos comentarios sobre la influencia de la profundidad de cimentación

La ecuación 14.6 puede ordenarse en la forma

$$\frac{Q_{ult}}{B} = (\Delta q_s)_u = \frac{\gamma B}{2} N_\gamma \left(1 + 2 \frac{d}{B} \frac{N_q}{N_\gamma}\right)$$

El examen de los resultados de la Tabla 14.2 indica que para $\phi = 30^\circ$, la relación N_q / N_γ es aproximadamente igual a la unidad, aunque el valor de este cociente puede descender hasta 0.6 para arenas más compactas. Varios investigadores han citado valores de 0.7 a 1.0 para esta relación.

Tabla 14.2 Comparación entre los coeficientes de capacidad de carga reales y teóricos

Factor	$\phi = 30^\circ$	$\phi = 40^\circ$
N_q experimental de Terzaghi	22	80
N_γ experimental de Terzaghi	20	130
	33	170-210

De forma aproximada podemos asignar un valor de 1 a este cociente, obteniendo así la siguiente expresión

$$(\Delta q_s)_u = \frac{\gamma B}{2} N_\gamma \left(1 + 2 \frac{d}{B}\right) \quad (14.7)$$

Meyerhof (1951) ha estudiado la importancia de la resistencia al corte del suelo situado por encima de la base de cimentación. Para $d < B$, encontró que las expresiones antes obtenidas (considerando únicamente el peso del suelo) eran razonablemente precisas. Para zapatas más profundas y pilotes de fricción, es necesario tener en cuenta la resistencia de este terreno.

14.4 INFLUENCIA DE LA FALLA LOCAL SOBRE LA CAPACIDAD DE CARGA

No existe un método estrictamente teórico para estudiar la carga para la que se produce la falla local por corte. En esta sección, examinaremos en primer lugar los factores que hacen que la falla o rotura local sea más importante en unos suelos que en otros. A continuación daremos métodos semiempíricos para estimar la capacidad de carga.

Cuando la carga alcanza la capacidad de carga final se produce una falla general: se moviliza la resistencia al corte total del suelo a lo largo de una superficie de deslizamiento que comienza bajo la zapata y se extiende hasta la superficie del terreno situado fuera de la misma. Como se ha explicado en la sección 14.1, para una carga algo más pequeña se producirá una falla local, en cuyo instante la resistencia al corte se alcanza únicamente a lo largo de

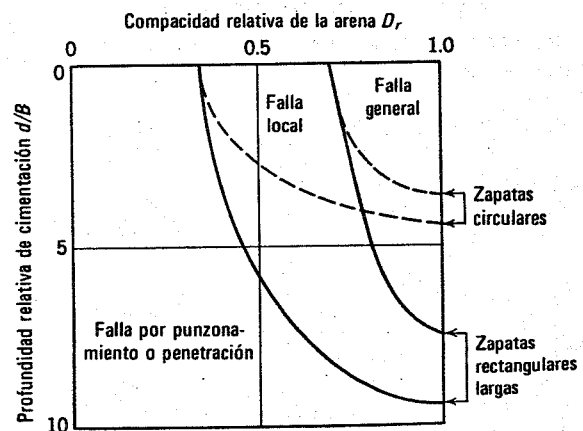


Fig. 14.14. Deducción del tipo de falla según el índice de compacidad y la profundidad de cimentación (Según Vesic, 1963).

una parte de la superficie de deslizamiento final. Se ha advertido también que la falla local aumenta de importancia cuanto más suelto está el suelo. La Fig. 14.4 indica la gama de compacidades relativas para la cual los diversos tipos de falla determinan la carga correspondiente a la curvatura máxima de la curva carga- asentamiento.

Para entender la relación entre la carga de hundimiento y la que produce la falla local es necesario considerar: a) la relación entre los esfuerzos horizontal y vertical antes de aplicar la carga, es decir K_o , y b) la forma en que se producen las deformaciones al cargar. La representación de la zona de falla mediante las dos cuñas de Rankine (Fig. 14.11) y de las condiciones de esfuerzos mediante las trayectorias de dos puntos típicos (Fig. 14.12) constituye una base conveniente para una discusión aproximada de ambos factores.

Arena suelta

El punto O de la Fig. 14.5a muestra el estado de esfuerzos en los dos puntos típicos R y S antes de aplicar cargas.

En la fase inicial de carga, mientras el suelo es aún más o menos elástico, existe una variación relativamente pequeña de σ_h en el punto R (ver, por ejemplo, el punto C en el ejemplo 8.9). Así pues, durante esta fase inicial, la trayectoria de esfuerzos del punto R es prácticamente igual a la existente en un estado triaxial ordinario (trayectoria OL en la Fig. 14.15a) mientras que los esfuerzos en el punto S permanecen prácticamente sin variación. Este estado se mantiene hasta que la trayectoria de esfuerzos del punto R alcanza la línea de falla, en cuyo instante se produce la falla local.

Al seguir aumentando la carga, σ_h aumenta tanto en el punto R como en el S . La trayectoria de esfuerzos del punto S es ON en la Fig. 14.15a y la carga continúa hasta que esta trayectoria de esfuerzos alcanza la línea de falla en el punto N , en cuyo instante se llega a la capacidad de carga última. Mientras tanto la trayectoria de esfuerzos del punto R sigue la línea de falla desde el punto L al M .

La carga que produce la falla local puede calcularse mediante lo indicado en la Fig. 14.11. La hipótesis de que σ_h permanece constante durante la primera parte de la carga significa que la fuerza horizontal P sobre la superficie IJ valdrá⁵ $1/2 \gamma H^2 K_o$. Utilizando la expresión inmediatamente anterior a la ecuación 14.2, la carga que produce la falla local es

$$(\Delta q_s)_l = \frac{1}{2} \gamma H (K_o N_\phi - 1)$$

Dividiendo por la correspondiente expresión de $(\Delta q_s)_u$ se obtiene

$$\frac{(\Delta q_s)_l}{(\Delta q_s)_u} = \frac{K_o N_\phi - 1}{N_\phi^2 - 1} \quad (14.8)$$

Para valores típicos, de $K_o = 0.6$ y $N_\phi = 3$, este cociente vale 0.1. Aunque este cálculo es demasiado burdo para el empleo práctico, se aprecia claramente que en una

⁵ Para esta deducción se toma la sobrecarga $q_s = 0$.

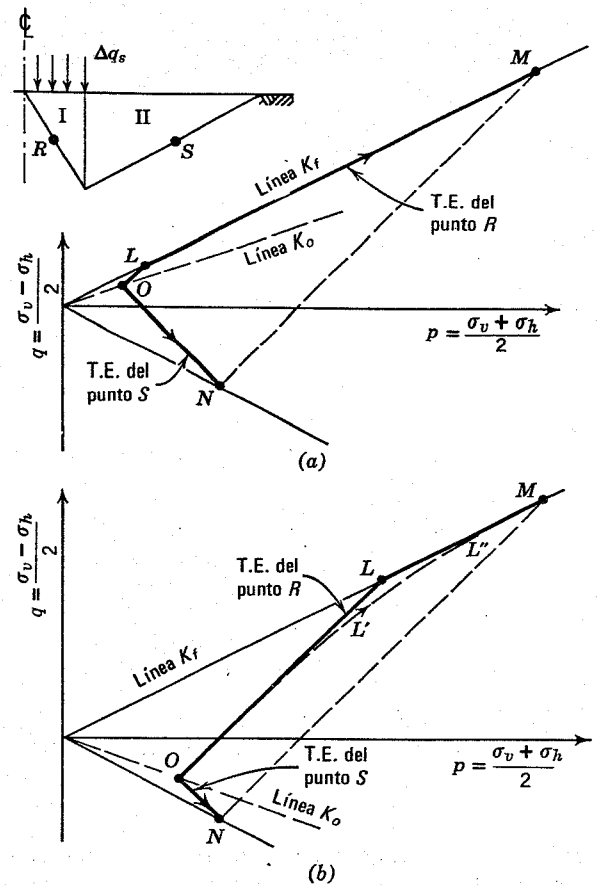


Fig. 14.15. Influencia de la compacidad de la arena sobre las trayectorias de esfuerzos de dos puntos bajo la cimentación a) Arena suelta. b) Arena compacta.

arena suelta la falla local se producirá para una carga muy inferior a la capacidad de carga final.

En la primera fase de carga, el suelo situado inmediatamente debajo de la zapata se deforma tanto como en una prueba triaxial ordinaria partiendo del estado K_o . Al ser la arena suelta, existe una deformación horizontal relativamente pequeña cuando se alcanza la falla en tal prueba. De aquí que existe un empuje lateral pequeño contra la arena suelta de la zona II (Fig. 14.15) y σ_h se mantiene esencialmente constante en los puntos R y S . Una vez que se produce la falla local en la zona I, se presentan grandes deformaciones horizontales en la zona I al seguir aumentando la carga y el empuje hacia afuera moviliza la resistencia al corte en la zona II.

Arena compacta

La Fig. 14.15b muestra las trayectorias de esfuerzos correspondientes a una arena compacta, suponiendo igualmente que los esfuerzos horizontales permanecen constantes hasta que se produce la falla local en el punto R . Tomando $K_o = 2$ y $N_\phi = 4$, el cociente de la ecuación 14.8 vale 0.47; este valor es muy superior al de una arena suelta.

Realmente la trayectoria de esfuerzos del punto R es más probablemente $OL'L''M$. Debido a la compacidad, la

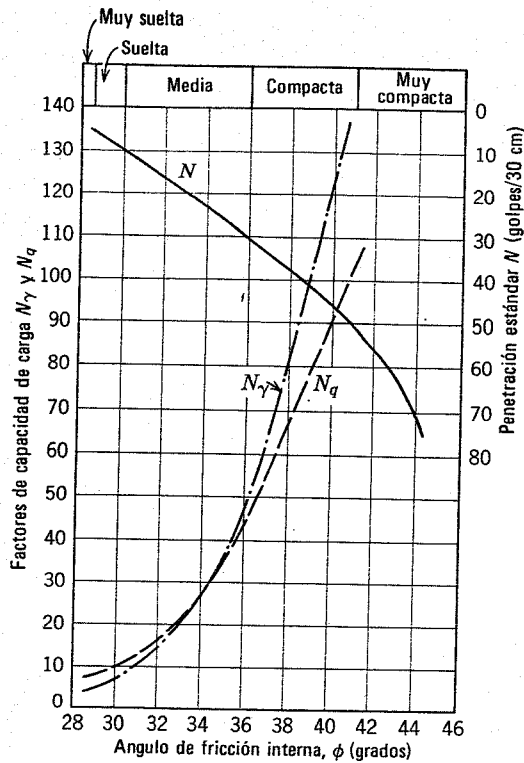


Fig. 14.16. Factores de capacidad de carga teniendo en cuenta la falla local (Según Peck, Hansen y Thornburn, 1953).

arena de la zona I comenzará a dilatarse antes de que se pueda producir la falla local. Las deformaciones horizontales resultantes producen un empuje hacia afuera contra la zona II y, al ser la arena compacta, un pequeño empuje sirve para desarrollar una importante resistencia al corte en la zona II. Así pues, el cociente entre $(\Delta q_s)_l$ y $(\Delta q_s)_u$ es superior al dado por la ecuación 14.8.

Efectos combinados

Estos hechos pueden volverse a plantear en la forma siguiente. El terreno que soporta una zapata comienza a fluir $(\Delta q_s)_l$ cuando se ha movilizadocompletamente la resistencia al corte directamente debajo de la zapata, pero no se alcanza la capacidad de carga última $(\Delta q_s)_u$ hasta que se moviliza completamente dicha resistencia a lo largo del contorno de la cuña de falla. Para una arena compacta, la resistencia se moviliza completamente casi simultáneamente en todas las partes de dicho contorno. Sin embargo, en una arena suelta es necesario un desplazamiento considerable de la zapata antes de alcanzar la resistencia completa a lo largo de las partes exteriores del contorno. Esta diferencia se debe a variaciones en los estados de esfuerzos iniciales y a la compresibilidad de las arenas sueltas ó compactas. Un cálculo exacto del desarrollo de la falla local y general en arenas sueltas y, compactas, ha sido realizado por Christian (1966) utilizando el método de diferencias finitas.

Solución empírica de la capacidad de carga

La Fig. 14.16 da los factores N_γ y N_q que pueden utilizarse para estimar la capacidad de cargas $(\Delta q_s)_b$ de acuerdo con la ecuación

$$(\Delta q_s)_b = \frac{\gamma B}{2} N_\gamma + \gamma d N_q \quad (14.10)$$

En esta figura ϕ indica el ángulo de fricción correspondiente a la resistencia máxima del suelo. Estos factores, que tienen en cuenta la falla local se obtuvieron de la forma siguiente. Para $\phi \geq 38^\circ$, las curvas son análogas a las correspondientes a la capacidad de carga última (Fig. 14.13). Para $\phi \leq 28^\circ$, N_γ y N_q son iguales a los valores de la Fig. 14.12 para $\phi = \tan^{-1}(2/3 \tan \phi)$. Así pues, el N_γ de la Fig. 14.16 para $\phi = 28^\circ$ es igual al N_γ de la Fig. 14.13 para $\phi = 19.5^\circ$. Esta corrección estrictamente empírica, para tener en cuenta la falla local en suelos sueltos, fue sugerida por Terzaghi partiendo de un estudio de datos experimentales. Para $28^\circ < \phi < 38^\circ$, se han dibujado de trazos curvas de transición.

14.5 DIMENSIONAMIENTO DE ZAPATAS

Las capacidades de carga obtenidas en las secciones 14.3 y 14.4 pueden aplicarse directamente al diseño de cimentaciones de muros como se muestra en el ejemplo 14.8.

► **Ejemplo 14.8**

Datos. Un muro de 2.10 m de ancho en la base y cimentado a 1 m bajo la superficie de una arena con $\phi = 35^\circ$ y $\gamma = 1.80 \text{ ton/m}^3$.

Problema. Calcular la capacidad de carga.

Solución. De la Fig. 14.16 se obtienen

$$N_\gamma = 35$$

$$N_q = 34$$

Por tanto,

$$\begin{aligned} (\Delta q_s)_b B &= \frac{1}{2}(1.80)(2.1)^2(35) + 1(1.80)(2.1)(34) \\ &= 140 + 128 \\ &= 368 \text{ ton/m de muro} \end{aligned}$$

Este muro y su terreno de cimentación tiene las mismas características que en el ejemplo 13.12. En aquel ejemplo, la componente vertical de la carga sobre el terreno de cimentación era de 22.09 ton/m, inferior a la décima parte de la capacidad de carga calculada. Por supuesto, en un cálculo estricto debería tenerse en cuenta la influencia de la inclinación y excentricidad de la carga real sobre la base del muro de retención (ver la sección 14.7). Sin embargo, con un factor de seguridad tan grande frente a la falla por capacidad de carga, y considerando que la resultante queda en el tercio central de la base y que el muro presenta seguridad frente al deslizamiento, la mayoría de los proyectistas considerarían el muro del ejemplo 13.2 suficientemente seguro, sin más cálculo. ◀

En los problemas de dimensionamiento de cimentaciones, suele ser necesario basarse en los resultados de pruebas de penetración para obtener una estimación del ángulo de fricción (ver la sección 11.5). Puede utilizarse la Fig. 14.16 para relacionar la penetración con los factores de capacidad de carga. El hecho de que el valor adecuado de ϕ suele ser muy inseguro cuando se utiliza la penetración, es una razón por la que debe utilizarse un factor de seguridad mucho más grande (de 3 como mínimo) al calcular la capacidad de carga de las cimentaciones. Un pequeño error en ϕ produce una gran diferencia en los valores de los factores de capacidad de carga. Por ejemplo, la capacidad de carga (368 ton/m de muro) del ejemplo 14.8 habría sido solamente de 160 ton/m si ϕ se hubiera reducido de 35° a 32° .

En este punto el lector puede preguntarse: ¿Por qué se estudia la teoría y se recurre después a ecuaciones empíricas aproximadas con un gran factor de seguridad? Las razones son sencillas. La teoría cumple una función indispensable. Indica cómo puede variar la capacidad de carga respecto a factores como el peso específico del suelo y el ancho de la cimentación. Además la teoría proporciona resultados numéricos sobre la capacidad de carga última. Sin embargo, la teoría no puede dar valores numéricos exactos de la capacidad de carga teniendo en cuenta los efectos de la falla local. Deben utilizarse para cubrir esta laguna los datos de pruebas en modelo y la experiencia de casos prácticos. Esta experiencia se ha recogido en la Fig. 14.16. Utilizada junto con un amplio factor de seguridad, se puede obtener una respuesta conservadora para cualquier problema práctico. Si ha de evitarse el conservadurismo, pueden utilizarse otros métodos para calcular la capacidad de carga, como las pruebas de carga *in situ*. Dado que estas pruebas de carga raramente se realizan con cimentaciones a escala natural, se utiliza la teoría para extrapolar los resultados de la prueba a la cimentación real (ver el ejemplo 14.9).

► Ejemplo 14.9

Datos. Una prueba de carga con placa ha indicado una falla por capacidad de carga a una presión aplicada de 35 t/m^2 . La placa es cuadrada, de 30 cm de lado y se cargó a 1 m bajo la superficie del terreno. El peso específico del suelo se estima en 1.60 ton/m^3 .

Problema. Calcular la capacidad de carga de una zapata cuadrada de 2 m de lado, cimentada a 1 m bajo la superficie del terreno.

Solución. El primer paso es encontrar un valor de ϕ que satisfaga la ecuación 14.12.

$$35 = \frac{1}{2}(1.60)(0.30)(0.7)N_\gamma + (1.60)(1.0)(1.2)N_q$$

Después de varios tanteos se obtiene $\phi = 32^\circ$, al que corresponden $N_\gamma = 15$ y $N_q = 17$ en la ecuación.

A continuación se pueden aplicar estos valores de N_γ y N_q a la zapata real

$$(\Delta q_s)_b = \frac{1}{2}(1.60)(2)(0.7)(15) + (1.60)(1.0)(1.2)(17) = 16.8 + 32.6 = 49.4 \text{ ton/m}^2 \quad \blacktriangleleft$$

14.6 ZAPATAS CIRCULARES Y RECTANGULARES

Se han utilizado diversos métodos teóricos aproximados para el cálculo de la capacidad de carga de zapatas circulares. Sin embargo, no existe un método teórico para calcular la capacidad de carga última de zapatas cuadradas o rectangulares. Numerosos estudios en modelo han intentado calcular la capacidad de carga última de zapatas circulares, cuadradas o rectangulares pero desgraciadamente, los resultados de estas pruebas son muchas veces contradictorios. Los datos dados por Vesic (1963) para zapatas superficiales se muestran en la Fig. 14.17.

Se han propuesto numerosas ecuaciones para determinar la capacidad de carga de zapatas circulares y rectangulares. Todas se basan en consideraciones teóricas y en resultados experimentales y, desde el punto de vista práctico, las diferencias en las predicciones son ligeras. Se recomiendan las siguientes:

Zapatas circulares

$$\frac{Q_b}{(\pi/4)D^2} = (\Delta q_s)_b = (0.6)\frac{1}{2}\gamma DN_\gamma + \gamma dN_q \quad (14.11)$$

donde D es el diámetro (Terzaghi, 1943).

Zapatas rectangulares y cuadradas

$$\frac{Q_b}{BL} = (\Delta q_s)_b = \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \left(1 - 0.3 \frac{B}{L}\right) + \gamma dN_q \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) \quad (14.12)$$

donde L es la longitud de la zapata (Hansen, 1966). Los valores de N_γ y N_q se pueden tomar de las Figs. 14.13 o 14.16 como más apropiadas. El ejemplo 14.10 explica el empleo de tales ecuaciones.

► Ejemplo 14.10

Datos. Una zapata de $2 \times 4 \text{ m}$ se cimienta a 1.20 m bajo la superficie de un terreno arenoso con $\phi = 40^\circ$ y $\gamma = 1.85 \text{ ton/m}^3$.

Problema. Calcular la capacidad de carga.

Solución. La ecuación 14.12 queda

$$(\Delta q_s)_b = (0.85)\frac{1}{2}\gamma BN_\gamma + (1.1)\gamma dN_q$$

Utilizando la Fig. 14.13 ó la 14.16 se obtiene

$$N_\gamma = 120$$

$$N_q = 90$$

Por tanto,

$$\begin{aligned} (BL)(\Delta q_s)_b &= (2)(4) \left[\frac{1}{2}(0.85)(1.85)(2)(120) \right. \\ &\quad \left. + (1.1)(1.85)(1.2)(90) \right] \\ &= 8 [189 + 220] \\ &= 3272 \text{ t} \quad \blacktriangleleft \end{aligned}$$

En la Fig. 14.17 se comparan los resultados obtenidos con estas ecuaciones con las cargas de falla observadas en pruebas en modelo. Adviértase que existe una considerable dispersión en los resultados experimentales. Excepto

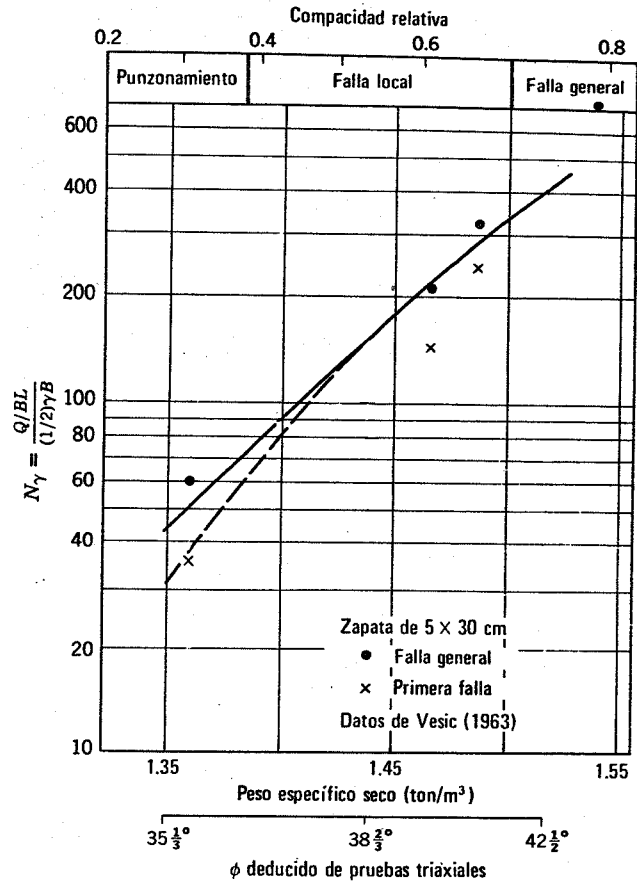
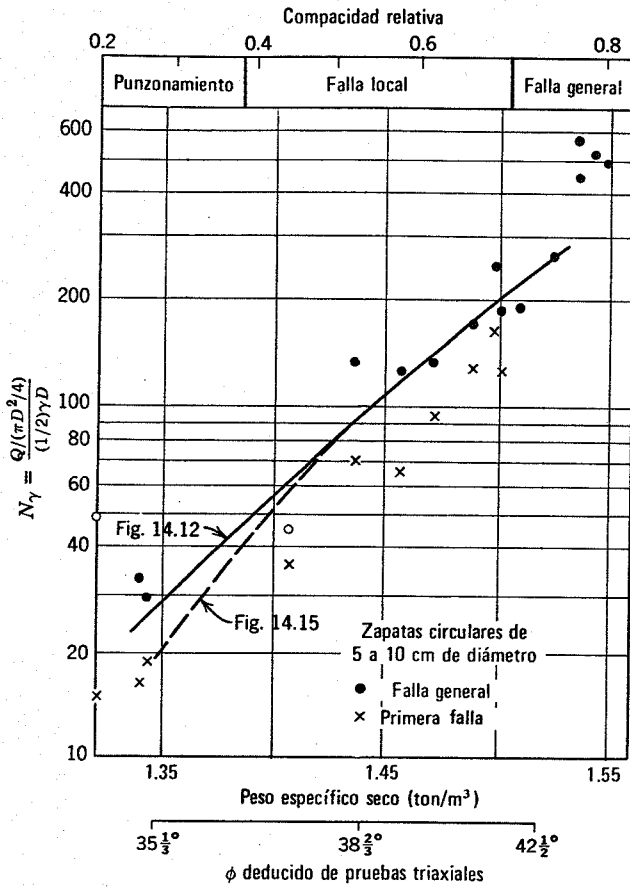


Fig. 14.17. Comparación entre los valores de N_γ calculados y medidos.

en arenas compactas con elevados ángulos de fricción, las ecuaciones permiten determinar adecuadamente la capacidad de carga para falla general. El empleo de la Fig. 14.16 sobreestimaría las cargas que producen la falla local, principalmente debido a que esta arena tiene un ángulo de fricción muy alto para una determinada compacidad relativa. Es evidente la necesidad de un factor de seguridad elevado al utilizar estas ecuaciones.

14.7 CAPACIDAD DE CARGA BAJO FUERZAS EXCENRICAS E INCLINADAS

Meyerhof (1953) ha propuesto la siguiente relación a utilizar cuando las cargas sobre zapatas corridas están inclinadas y/o tienen una excentricidad respecto al centroide de la zapata (ver la Fig. 14.18):

$$(\Delta q_s)_b = \frac{Q_b}{B} = \left(1 - \frac{2e}{B}\right) \left(1 - \frac{\alpha}{90^\circ}\right)^2 \gamma d N_q + \left(1 - \frac{2e}{B}\right)^2 \left(1 - \frac{\alpha}{\phi}\right)^2 \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (14.13)$$

donde

Q_b = valor límite de la componente vertical de la carga

- N_γ y N_q = factores de capacidad de carga para carga vertical
- e = distancia entre el centroide de la base y el punto de acción resultante sobre la base
- α = ángulo de inclinación de la resultante respecto a la vertical

Meyerhof dedujo la ecuación 14.13 en parte basándose en hipótesis teóricas aproximadas y, en parte, ajustando una envolvente conservadora a los resultados experimentales. Sin duda alguna esta ecuación es muy conservadora. Adviértase que en esta ecuación se utiliza el ángulo de

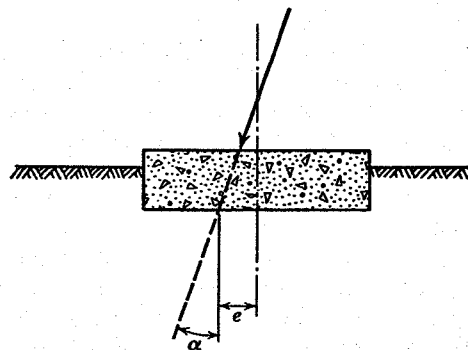


Fig. 14.18. Zapata con carga excéntrica e inclinada.

fricción del suelo sobre el que descansa la zapata en lugar del ángulo de fricción entre el suelo y la zapata.

El ejemplo 14.11 aclara el empleo de esta ecuación. Comparando los resultados de los ejemplos 14.9 y 14.11 vemos que la consideración de la inclinación y de la excentricidad conduce a una gran reducción de la capacidad de carga. La ecuación 14.13 debería utilizarse con un factor de seguridad de 3 ó más. Sobre esta base el muro del ejemplo 13.2 sigue siendo seguro ya que el factor de seguridad es $74.4/22 = 3.3$.

Para una zapata rectangular puede utilizarse la ecuación 14.13 incluyendo los factores de corrección que aparecen en la ecuación 14.12, siempre que la excentricidad sea en la dirección menor de la zapata. Para el caso más general de cargas excéntricas sobre zapatas rectangulares ver Harr (1966).

Ejemplo 14.11

Datos. El muro de retención del ejemplo 13.12.

Problema. Calcular la capacidad de carga considerando la excentricidad y la inclinación de la fuerza sobre la base.

Solución. Excentricidad:

$$e = 0.259 \text{ m}$$

Inclinación: componente horizontal del empuje activo = resistencia pasiva = 7.29 ton/m

$$\text{tg } \alpha = \frac{7.24}{22.09} = 0.33; \quad \alpha = 18^\circ$$

Ecuación 14.13:

$$\begin{aligned} Q_b &= \left(1 - \frac{0.52}{2.10}\right) \left(1 - \frac{18}{90}\right)^2 \gamma B d N_q + \left(1 - \frac{0.52}{2.10}\right)^2 \\ &\quad \times \left(1 - \frac{18}{35}\right)^2 \frac{1}{2} \gamma B^2 N_\gamma \\ &= (0.752)(0.640)(116) + (0.570)(0.235)(139) \\ &= 55.80 + 18.60 = 74.40 \text{ ton/m de muro} \end{aligned}$$

14.8 ASENTAMIENTOS DEDUCIDOS DE LAS TEORIAS ELASTICAS

La Fig. 14.19 muestra la magnitud del asentamiento, referido al ancho de la zapata, para el cual se midió la capacidad de carga última, en pruebas a pequeña escala. Por ejemplo, para una compacidad relativa de 0.7 el asentamiento medio en falla de una zapata circular fue del 10% del diámetro. Para un diámetro de 3 m el asentamiento sería de 0.30 m. Si la carga de trabajo es 1/3 de la carga de hundimiento, es decir, con un factor de seguridad de 3, el asentamiento bajo la carga de trabajo sería aproximadamente de 7 a 10 cm. Este asentamiento es inaceptable en general. De aquí que en el proyecto de cimentaciones no suele ser suficiente con determinar únicamente la capacidad de carga e introducir un factor de seguridad. Debe determinarse el asentamiento bajo la carga a aplicar y proyectar la cimentación para que este asentamiento sea inferior a un valor admisible.

Si el suelo fuera elástico, homogéneo e isótropo no habría dificultad en calcular el asentamiento que se produciría como resultado de una carga superficial. Para este

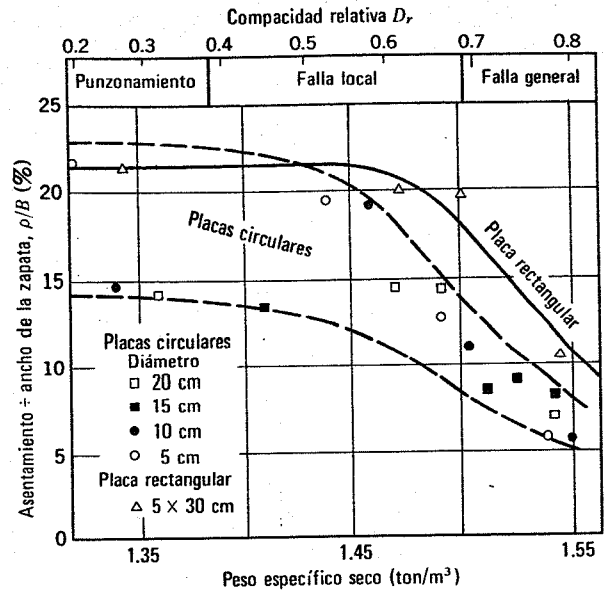


Fig. 14.19. Asentamiento en rotura de modelos de zapatas (Según Vesic, 1963).

caso tan sencillo existen fórmulas de la teoría de la elasticidad que relacionan la carga y los asentamientos. En realidad, sin embargo, es muy difícil predecir la magnitud de los asentamientos de zapatas sobre suelos reales. Estos suelos no sólo son heterogéneos y anisótropos, con un módulo generalmente creciente con la profundidad, sino que existe la dificultad adicional de calcular las propiedades esfuerzo-deformación *in situ*.

A pesar de estas complicaciones, la teoría elástica desempeña sin embargo un papel fundamental en el cálculo de asentamientos. Con buen criterio, los resultados de la teoría de la elasticidad pueden utilizarse para obtener estimaciones útiles de los asentamientos. Y lo que es más importante, los resultados de esta teoría permiten entender el fenómeno de asentamiento, proporcionando las bases para establecer métodos aproximados de cálculo de asentamientos a efectos prácticos.

De aquí que nuestro estudio del cálculo de asentamientos comience con la teoría elástica. En esta sección enunciaremos los conceptos y principios fundamentales. La utilización de estos resultados en la práctica y la importantísima cuestión de la elección del módulo a utilizar en las ecuaciones se considerará en la sección 14.9.

Aplicación de la teoría elástica al cálculo del asentamiento producido bajo una carga circular uniforme

En el capítulo 8 se explicó la utilización de la teoría elástica para calcular los incrementos de esfuerzo producidos en un cuerpo elástico como resultado de una presión uniforme aplicada sobre una área circular en la superficie de un material elástico. Un ejemplo del cálculo de estos esfuerzos se dio en el ejemplo 8.9. Conociendo estos esfuerzos y utilizando las ecuaciones expuestas en el capítulo 12, podremos calcular las deformaciones. Por

► Ejemplo 14.12

Datos. La carga del depósito y el terreno del ejemplo 8.9.

$$E = 1000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu = 0.45$$

Problema. Calcular las deformaciones vertical y horizontal en función de la profundidad.

Solución. de la ecuación 12.5 se obtiene

$$\epsilon_v = \frac{1}{E} (\Delta\sigma_v - 2\mu\Delta\sigma_h)$$

y

$$\epsilon_h = \frac{1}{E} [(1 - \mu)\Delta\sigma_h - \mu\Delta\sigma_v]$$

σ_v y σ_h en función de la profundidad se han dado en el ejemplo 8.9.

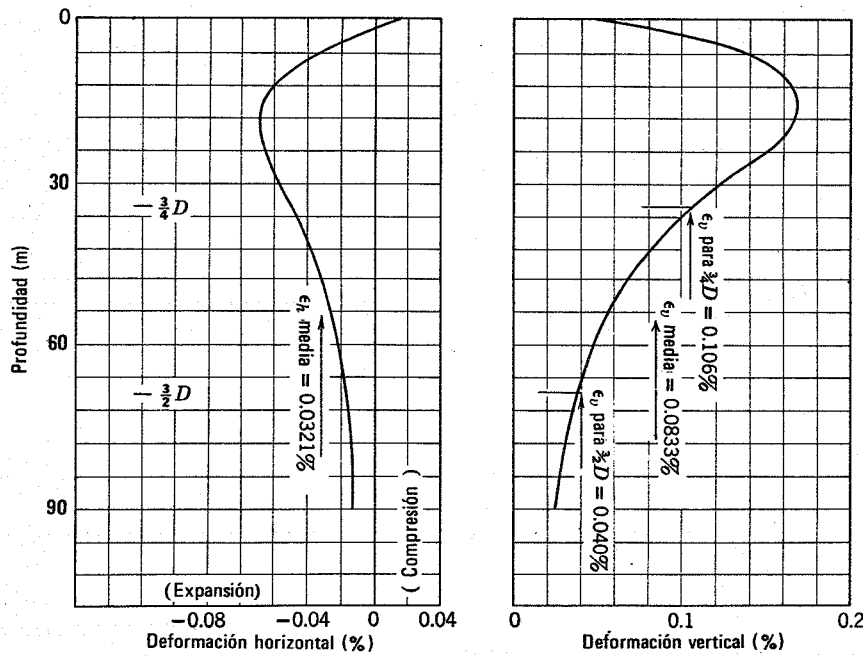


Fig. E14.12.

ϵ_v y ϵ_h se han calculado a intervalos de 6 m desde 0 a 90 m. representándolas en la Fig. E14.12. El significado de las deformaciones medias se comentará en el ejemplo 14.13.

ejemplo, las deformaciones correspondientes al ejemplo 8.9 se han calculado en el ejemplo 14.12, partiendo de unos valores supuestos de E y μ ⁶.

Sumando las deformaciones a lo largo de cualquier línea vertical puede calcularse el asentamiento de la superficie. En el caso de un cuerpo elástico con una carga superficial sencilla este resultado puede obtenerse por inte-

gración numérica de las ecuaciones correspondientes a la deformación en un punto:

$$\rho = \int_0^Z \epsilon_v dz$$

donde

- ρ = asentamiento
- ϵ_v = deformación vertical
- z = profundidad medida a partir de la superficie
- Z = profundidad hasta la cual se suman las deformaciones

⁶ La elección de E se comenta en la sección 14.9. Se toma μ igual a 0.45 para estar de acuerdo con los gráficos de distribución de esfuerzos dados en el capítulo 8.

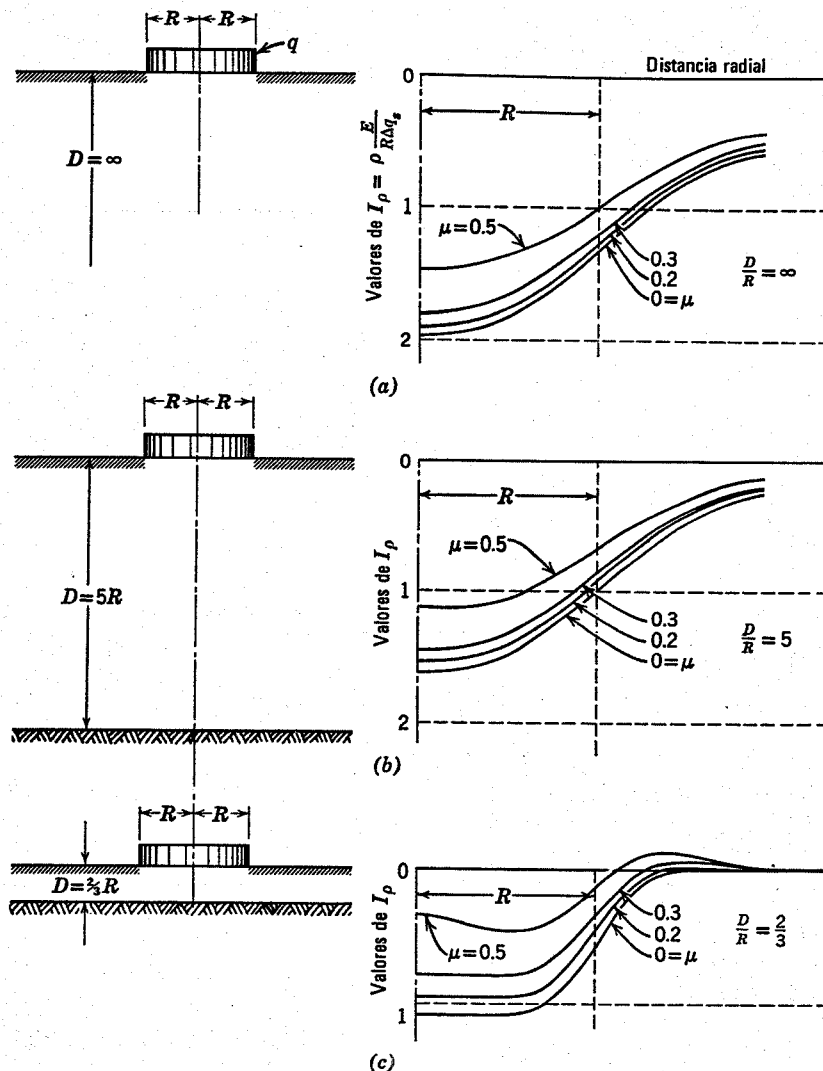


Fig. 14.20. Coeficientes de influencia para el asentamiento bajo una carga uniformemente repartida sobre una superficie circular (Según Terzaghi, 1943).

Si el terreno elástico es de profundidad infinita, $Z = \infty$, el asentamiento superficial puede expresarse en la forma

$$\rho = \Delta q_s \frac{R}{E} I_p \quad (14.14)$$

donde

R = radio del área cargada
 I_p = un coeficiente de influencia que depende del coeficiente de Poisson μ y del radio correspondiente al punto en el que se calcula el asentamiento

La Fig. 14.20a da los valores del coeficiente de influencia. No solamente asienta el área cargada sino que también descienden puntos de la superficie exterior a dicha área. El asentamiento del borde de la superficie cargada es aproximadamente el 70 % del asentamiento en el eje.

Puede obtenerse una sencilla expresión para el asentamiento del eje:

$$\rho = \Delta q_s \frac{R}{E} 2(1 - \mu^2) \quad (14.15)$$

Las deformaciones a considerable profundidad, aunque pequeñas, también contribuyen al asentamiento de la superficie. Esto se aprecia en la Fig. 14.21 que muestra el error en el asentamiento calculado si se desprecian las deformaciones por debajo de una cierta profundidad. Por ejemplo, las deformaciones comprendidas en una profundidad de $4R$ contribuyen a sólo el 75 % aproximadamente del asentamiento total.

El ejemplo 14.13 muestra la aplicación de la ecuación 14.15 al cálculo de asentamientos. El ejemplo muestra además que puede obtenerse una estimación razonable del asentamiento: a) definiendo el bulbo de presiones hasta una profundidad de $3R$, b) calculando la deformación vertical en el punto medio del bulbo, $3R/2$ y c) multipli-

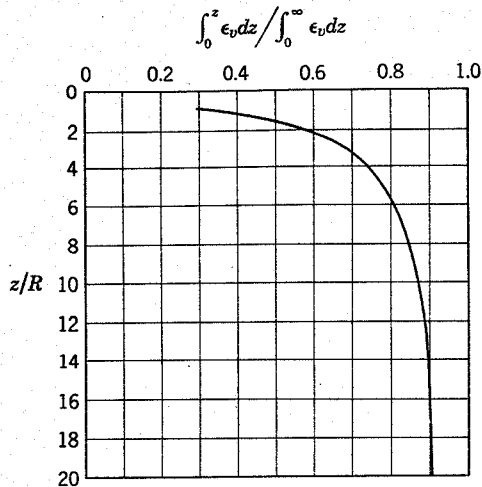


Fig. 14.21. Efecto de considerar en I_ρ solamente las deformaciones hasta una profundidad limitada.

► Ejemplo 14.13

Datos. El depósito y el terreno indicados en el ejemplo 8.9.

$$E \approx 10.000 \text{ ton/m}^2$$

$$\mu = 0.45$$

Problema. Calcular el asentamiento en el centro del depósito para el caso de un terreno homogéneo e isótropo, de profundidad infinita.

Solución:

$$\rho_{eje} = \Delta q_s \frac{R}{E} 2(1 - \mu^2) \quad \text{Ec. 14.15}$$

$$R = \frac{D}{2} = \frac{46.75}{2} \quad \left. \begin{array}{l} \Delta q_s = 26.85 \text{ ton/m}^2 \\ \text{dados en el ejemplo 8.9} \end{array} \right\}$$

$$\rho_{eje} = \frac{26.85 \text{ ton/m}^2 \times \frac{46.75}{2} \times 2(1 - 0.45^2)}{10.000 \text{ ton/m}^2} = 0.10 \text{ m} = 10 \text{ cm}$$

El asentamiento puede estimarse multiplicando una deformación media por la profundidad del bulbo de presiones. La siguiente tabla muestra la forma en que esto puede realizarse.

Profundidad supuesta del bulbo	Deformación media	Asentamiento (cm)
$3R = 70 \text{ m}$	Se toma la deformación a la profundidad $3R/2$: $\epsilon_v = 0.00106$	7.4
$4R = 93.5 \text{ m}$	Se toma la deformación a la profundidad $2R$: $\epsilon_v = 0.00076$	7.1

El primer método, utilizando un bulbo de profundidad $3R$, da una estimación más exacta del resultado real. ◀

cando esta deformación “media” por la profundidad del bulbo. Este método resulta útil para hacer estimaciones aproximadas de los asentamientos.

Como puede verse en el ejemplo 14.12, la importancia relativa de las deformaciones horizontal y vertical varía notablemente con la profundidad. Para profundidades grandes, la variación del esfuerzo horizontal es pequeña respecto a la variación de esfuerzo vertical, como sucede en la prueba triaxial estándar. Así pues, a profundidades grandes la deformación horizontal es de tensión y los puntos se desplazan hacia el exterior (ver la Fig. 14.12). Por otro lado, en la superficie situada bajo el área cargada, la variación del esfuerzo horizontal es aproximadamente igual a la variación del esfuerzo vertical, como en una prueba de compresión isótropa. En este caso la deformación horizontal es de compresión y los puntos situados en la superficie deben moverse hacia el eje de la carga. Fuera del área cargada las deformaciones horizontales de la superficie deben ser de tensión y esto sólo puede suceder si los incrementos de esfuerzo horizontal también lo son. Frecuentemente se observan grietas de tensión circulares en torno a cargas pesadas apoyadas sobre la superficie del terreno. Este sistema general de deformaciones horizontales es algo semejante al que existe en una viga biempotrada sometida a una carga concentrada en su punto medio.

Puede también utilizarse la ecuación 14.14 cuando el terreno elástico es de profundidad limitada. Sin embargo, debe adoptarse un valor diferente de I_ρ . La Fig. 14.20 da los valores de I_ρ para dos casos de un estrato elástico de profundidad limitada. Como podía esperarse, la reducción de la profundidad del estrato elástico hace disminuir el asentamiento. Cuando el terreno elástico es de pequeño espesor respecto a las dimensiones de la carga, los puntos situados fuera del área cargada pueden levantarse en lugar de asentar. Burmister (1956) ha publicado gráficos y tablas que resultan muy útiles cuando se estudian los asentamientos de estratos de espesor limitado.

Aplicación de la teoría elástica al cálculo de asentamientos bajo cargas uniformes de otro tipo

El asentamiento en la esquina de un área rectangular sometida a una presión uniforme Δq_s puede calcularse por

$$\rho = \Delta q_s \frac{B(1 - \mu^2)}{E} I_\rho \quad (14.16)$$

donde

- B = ancho (dimensión menor) del rectángulo
- L = Longitud (dimensión mayor) del rectángulo
- I_ρ = coeficiente de influencia dado por la Fig. 14.22

Los asentamientos de puntos no situados en la esquina del área rectangular, y para cualquier forma de superficie cargada que pueda dividirse en rectángulos, pueden obte-

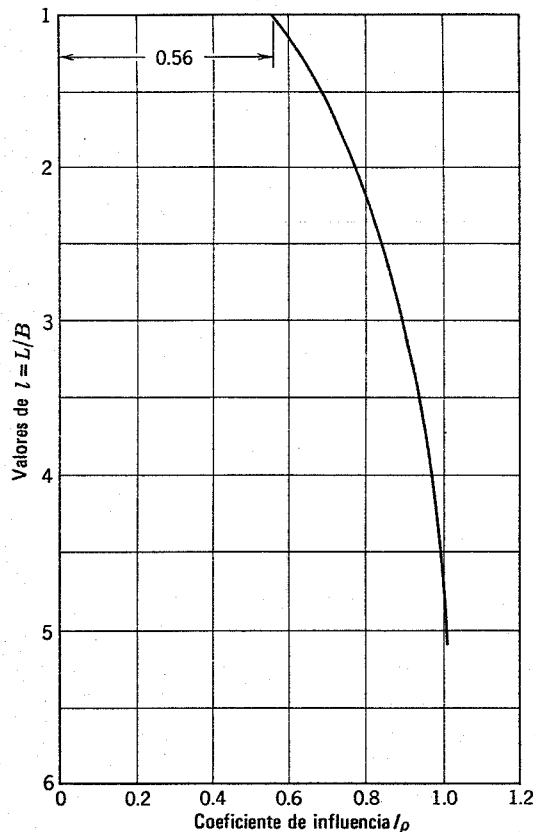


Fig. 14.22. Coeficientes de influencia para el asentamiento de una superficie rectangular cargada (Según Terzaghi, 1943).

nerse utilizando el método de superposición, como se explicó en el capítulo 8 respecto al cálculo de esfuerzos (ver el ejemplo 8.3). En particular, el asentamiento del centro de una superficie cargada es

$$\rho = \Delta q_s \frac{B}{E} 1.12(1 - \mu^2) \quad (14.17)$$

Al aumentar L/B (es decir, para una zapata corrida), I_p aumenta gradualmente de manera indefinida. Así pues, una zapata corrida apoyada sobre un terreno elástico de profundidad infinita experimentaría un asentamiento infinito. En problemas reales, por supuesto, los estratos de suelo no son de profundidad infinita ni las zapatas corridas tienen longitud infinita. Para un área rectangular cargada sobre un estrato elástico de espesor B situado sobre una base rígida, el asentamiento aproximado de la esquina del área cargada puede calcularse mediante la ecuación 14.6 e

$$I_p = (1 - \mu^2)F_1 + (1 - \mu - 2\mu^2)F_2 \quad (14.18)$$

donde las funciones F_1 y F_2 pueden obtenerse de la Fig. 14.23. Burmister (1956) ha dado también gráficas útiles para resolver estos problemas.

Se han obtenido también soluciones para otros muchos tipos de cargas, incluyendo el efecto de esfuerzos tangenciales. Scott (1963) ha publicado un útil resumen. Con los métodos de computadora pueden obtenerse los valores numéricos aplicables a casos particulares.

Aplicación de la teoría elástica al cálculo de asentamientos bajo zapatas rígidas

El caso de una carga uniformemente repartida se presenta en problemas prácticos como el de depósitos de acero para almacenamiento de fluidos. Sin embargo, en otros muchos casos, el elemento estructural (como una zapata) en contacto con el terreno será muy rígido y el asentamiento será más o menos uniforme en la zona de contacto entre la zapata y el suelo. Dado que una presión uniforme produce una curva de asentamientos en "forma de plato", con objeto de conseguir un asentamiento uniforme la presión de contacto debe aumentar en el exterior de la superficie cargada y disminuir hacia el centro de la misma. Las curvas de la Fig. 14.24 marcadas con $K_r = \infty$ muestran la distribución teórica de las presiones de contacto para el caso de una cimentación verdaderamente rígida. En el borde del área cargada la presión de contacto es teóricamente infinita.

Una variación en la distribución de presiones en la superficie de contacto significa un cambio en la relación entre la carga y el asentamiento. Para una superficie circular rígida cargada se obtiene

$$\rho = \Delta q_s \frac{R}{E} \frac{\pi}{2} (1 - \mu^2) \quad (14.19)$$

donde Δq_s = presión media sobre el área cargada.

Comparando la ecuación 14.19 con la 14.15 vemos que el asentamiento de una zapata rígida es un 21% menor que el asentamiento en el eje bajo una carga uniforme. Whitman y Richart (1967) han dado relaciones carga-asentamiento para zapatas rectangulares rígidas con diversos tipos de carga. En algunos problemas el elemento estructural en contacto con el terreno no puede considerarse perfectamente flexible o perfectamente rígido. Puede utilizarse la Fig. 14.24 para estimar las presiones de contacto en casos intermedios.

14.9 METODOS TEORICOS A EMPLEAR CON SUELOS REALES

Como se comentó en los capítulos 10 y 12, una muestra de suelo no se comporta como un material elástico, homogéneo e isótropo. La no elasticidad tiene influencia sobre: a) la distribución de los incrementos de presión producidos por las cargas y b) las deformaciones resultantes de dichos incrementos de presión. Actualmente no existen métodos teóricos que consideren ambas dificultades aunque se están desarrollando algunos procedimientos de cálculo. Afortunadamente la experiencia ha demostrado que pueden hacerse estimaciones apropiadas de los asentamientos mediante la distribución de los incrementos de presión deducidos de la teoría elástica, aunque empleando métodos especiales para determinar las deformaciones resultantes.

Método de la trayectoria de esfuerzos

El método, seguido para el cálculo de asentamientos, consta de los siguientes cuatro pasos:

1. Elección de uno o más puntos del terreno bajo la estructura propuesta.

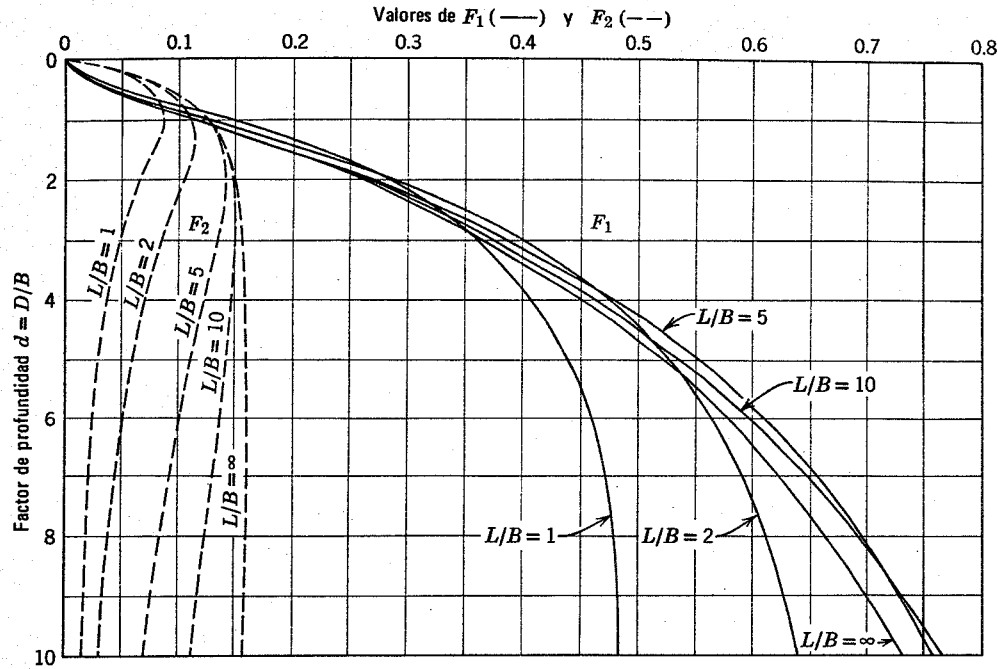


Fig. 14.23. Gráfica para obtener las funciones de la Ec. 14.18 (Según Steinbrenner, 1934).

2. Estimación para cada punto de la trayectoria de esfuerzos para la carga aplicada por la estructura.
3. Realización de pruebas de laboratorio siguiendo las trayectorias de esfuerzos estimadas.
4. Utilización de las deformaciones medidas en dichas pruebas para estimar el asentamiento de la estructura proyectada.

Este mismo método general, que constituye una valiosa ayuda para comprender y resolver problemas de deformación y estabilidad, ya se utilizó en el capítulo 13.

El ejemplo 14.14 muestra la aplicación de este método a la cimentación del depósito del ejemplo 8.9. Las trayec-

torias de esfuerzos de determinados puntos ya se obtuvieron en el ejemplo 8.9. La Fig. 10.23 presenta los resultados esfuerzo-deformación de pruebas triaxiales siguiendo las trayectorias de esfuerzos de los puntos *A*, *B*, *D* y *G*. Las deformaciones verticales y horizontales medidas en estas pruebas se han representado en el ejemplo 14.14. Por integración de esas deformaciones hasta una profundidad de 100 m se obtiene un asentamiento en el eje de 11.4 cm para la carga inicial y de 1.9 cm para el 2o ciclo de carga. Existen también deformaciones por debajo de la profundidad de 100 m. La estimación de la contribución adicional de estos estratos profundos puede deducirse de la Fig. 14.21.

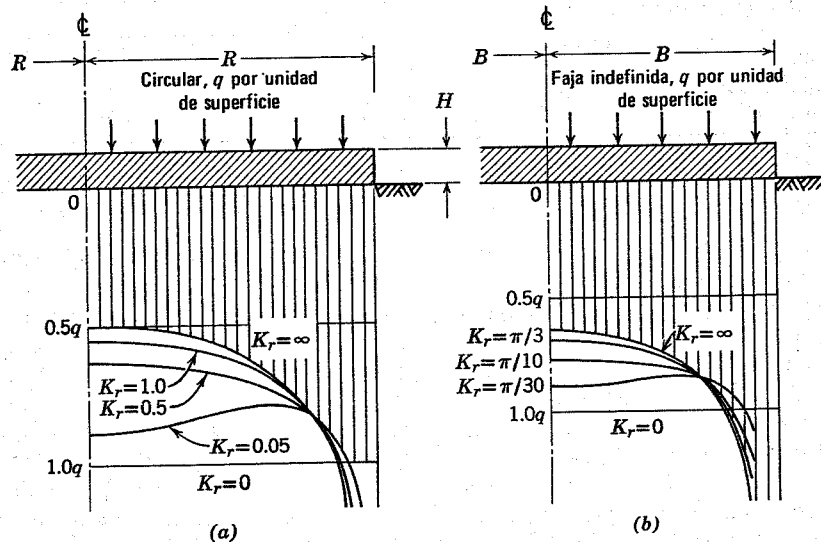


Fig. 14.24. Distribución de esfuerzos bajo zapatas de rigidez variable (Según Borowicka, 1936 y 1938).

► Ejemplo 14.14

Datos. El mismo depósito y terreno de los ejemplos 8.9, 14.12 y 14.13.

Problema. Calcular el asentamiento y la distribución de deformaciones del terreno por el método de la trayectoria de esfuerzos.

Solución. Se seleccionan una serie de puntos (*A* a *H*) y se dibujan las trayectorias de los mismos (ejemplo 8.9).

Las pruebas triaxiales se realizan según las trayectorias *A*, *B*, *D* y *G*. Estos resultados se han representado en la Fig. 10.23.

Las deformaciones verticales y horizontales medidas en pruebas de laboratorio son las representadas en la Fig. E14.14.

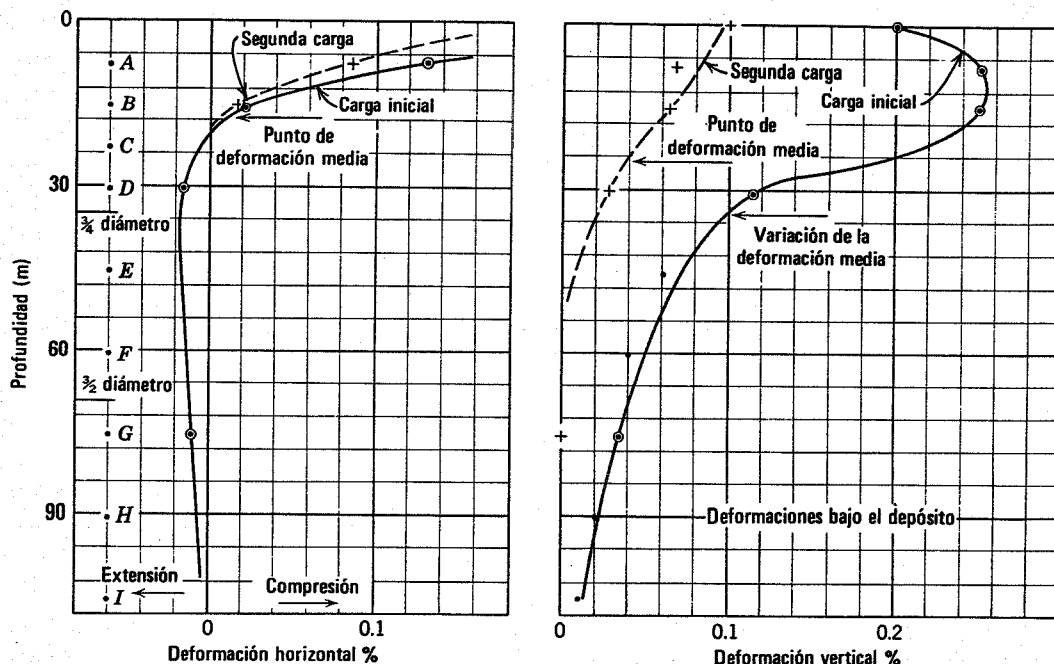


Fig. E14.14.

El asentamiento bajo el centro del depósito, obtenido por integración mecánica del diagrama deformación-profundidad es:

Carga inicial: $\rho_{eje} = 11.4$ cm

Segunda carga: $\rho_{eje} = 1.9$ cm

Método de la trayectoria de esfuerzos aplicado a un punto promedio

Una forma sencilla, y generalmente correcta, del método de la trayectoria de esfuerzos supone el empleo de un único "punto promedio" junto con el concepto de bulbo de presiones. De acuerdo con la discusión de la sección 14.8, puede suponerse un bulbo de $3R$ de profundidad, con el punto promedio a una profundidad de $3R/2$. Como puede verse en el ejemplo 8.9, la prueba de laboratorio realizada para el punto *D* representa muy exactamente las condiciones del punto promedio situado bajo el depósito. Las deformaciones verticales en la prueba fueron de 0.14% para la primera carga y del 0.027% para la segunda. Multiplicando estas deformaciones por $3R = 70$ m se obtienen asentamientos de 10 y 2 cm respectivamente.

Empleo del método de la trayectoria de esfuerzos para la determinación de módulos

Otro método consiste en determinar un valor de *E* a partir de la prueba realizada con la trayectoria de esfuerzos del punto promedio, calculando el asentamiento a partir de una ecuación del tipo de la 14.15. El método descrito en el ejemplo 12.7 puede utilizarse para determinar el módulo *E* a partir de dicha prueba. En el caso de la prueba *D* la variación de esfuerzo horizontal es tan pequeña (es decir, la prueba es análoga a la triaxial estándar) que basta con obtener *E* dividiendo el incremento de esfuerzo axial por el incremento de deformación axial. Se obtiene así $E = 1000$ kg/cm² para la primera carga y $E = 3.750$ kg/cm² para la segunda. El asentamiento para la primera carga ya se calculó en el ejemplo 14.13, con un

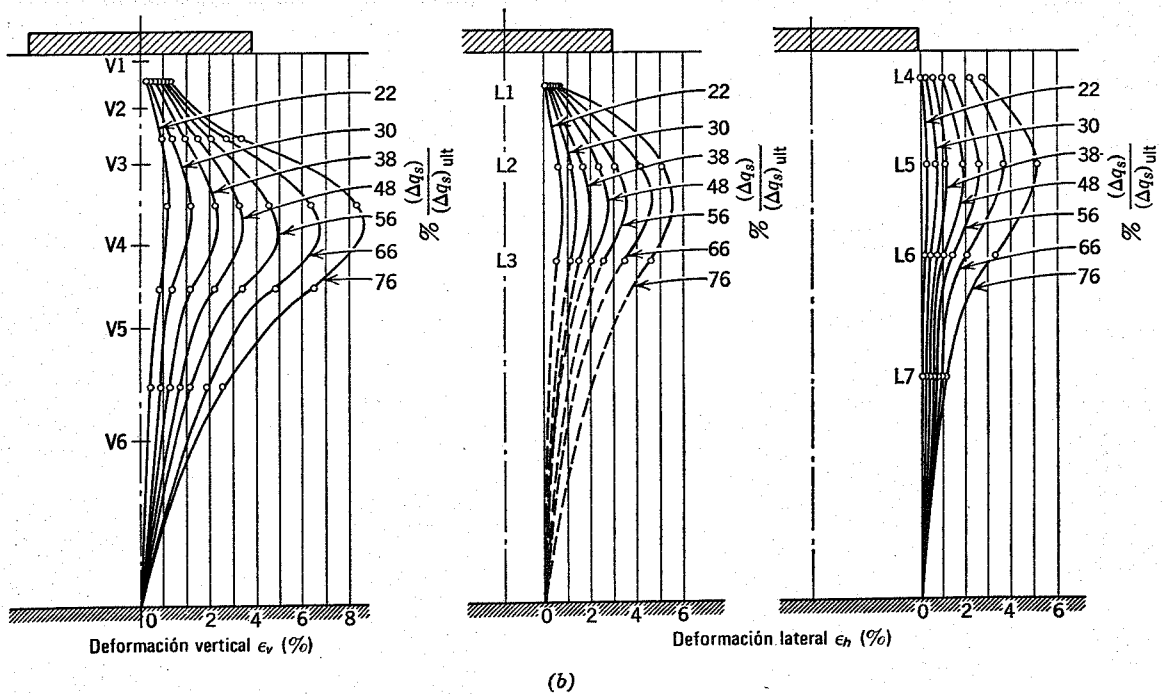
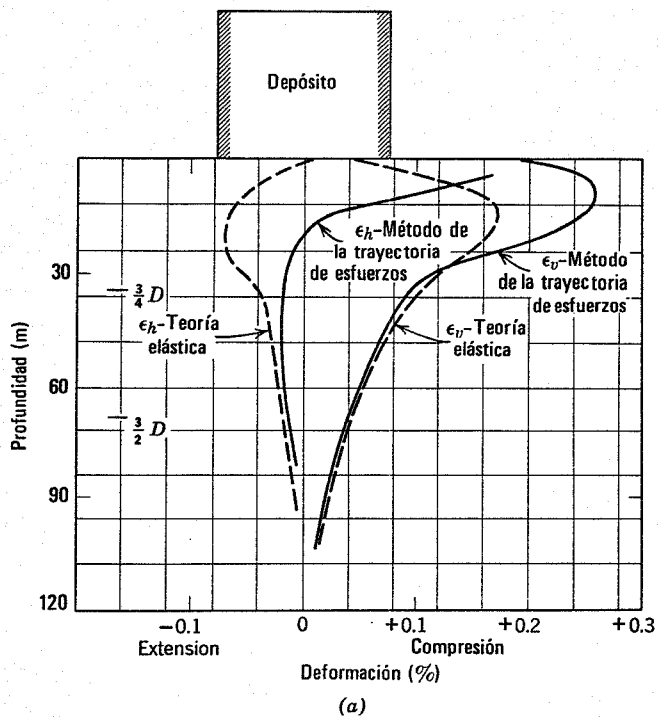


Fig. 14.25. Deformaciones del terreno de cimentación [b] Según Eggstad, 1963.]

valor de 10 cm; el correspondiente a la segunda carga es de 2.6 cm.

Discusión de estos métodos

La Fig. 14.25 compara las deformaciones obtenidas por la teoría elástica (ejemplo 14.12) con las deducidas del método de la trayectoria de esfuerzos (ejemplo 14.14). El método de la trayectoria de esfuerzos proporciona mayores deformaciones en la proximidad de la superficie del terreno, pero indica menores deformaciones en profundidad. Esto se debe a que este método tiene en cuenta la rigidez del suelo con la profundidad. A pequeña profundidad, la presión inicial, y por tanto la rigidez, son pequeñas y se producen deformaciones relativamente grandes. Por el contrario, a una profundidad mayor la rigidez es más grande que la media en el punto *D* y por ello las deformaciones a profundidad son menores que las calculadas con el módulo medio. La Fig. 14.25 muestra que las deformaciones bajo el depósito concuerdan generalmente con las medidas bajo un modelo de zapata.

Cualquiera de los tres métodos supone aproximaciones y cada uno tiene sus ventajas. El método de la trayectoria de esfuerzos, considerando diversos puntos, engloba más adecuadamente los factores que influyen sobre la rigidez del suelo pero desprecia las deformaciones por debajo de una cierta profundidad. El mismo método, con un único punto promedio es muy sencillo pero implica diversas hipótesis. El método elástico, utilizando un módulo medio para un punto promedio también requiere hipótesis dudosas, pero es muy útil cuando se quiere calcular el asentamiento en muchos puntos, en lugar de en el centro únicamente. La elección entre estos métodos dependerá de las circunstancias de cada caso.

Una dificultad importante al calcular teóricamente los asentamientos es la obtención de muestras representativas del suelo. En general el proceso de muestreo tiende a hacer decrecer la rigidez de la muestra respecto a las condiciones *in situ*. Los asentamientos estimados en los ejemplos anteriores para el segundo ciclo de carga (2 a 2.5 cm) son razonables si se comparan con los asentamientos realmente medidos bajo depósitos análogos en la misma zona, pero las estimaciones basadas en la primera carga son excesivamente grandes. La considerable experiencia de este tipo sugiere que deben utilizarse los datos esfuerzo-deformación del segundo ciclo de carga para estimar los asentamientos de estructuras cimentadas en arena.

En resumen, toda estimación teórica de asentamientos constituye una aproximación. En el momento actual la mejor estimación puede obtenerse por el método de la trayectoria de esfuerzos el cual *a)* utiliza las teorías elásticas para estimar los esfuerzos, *b)* obtiene las deformaciones o módulos a partir de pruebas que reproducen los esfuerzos iniciales y los incrementos de esfuerzo esperados y *c)* se basa en la experiencia para indicar la menor manera de compensar los efectos de la perturbación de las muestras.

14.10 METODOS EMPIRICOS PARA EL CALCULO DE ASENTAMIENTOS

Debido a las dificultades de los métodos estrictamente teóricos, el ingeniero siempre debe estudiar la experiencia de asentamientos en las estructuras próximas. Los métodos empíricos basados en un gran número de casos estudiados, pueden también utilizarse para suplementar los cálculos teóricos o para estimaciones preliminares burdas. Los dos métodos más ampliamente utilizados, empírico

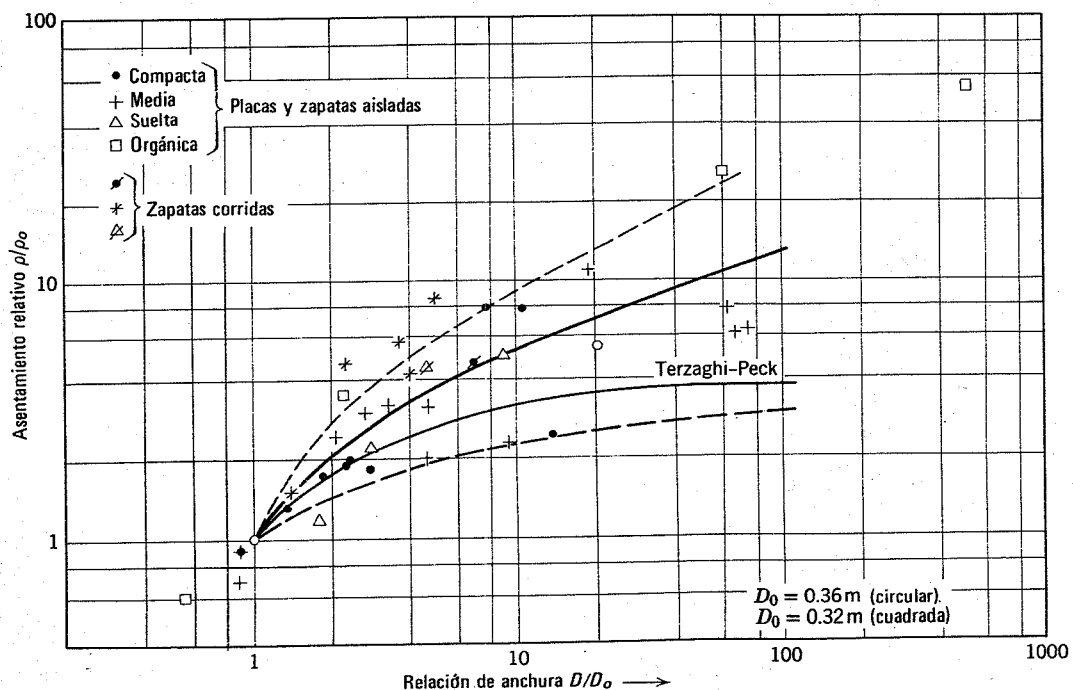


Fig. 14.26. Relación entre el asentamiento y las dimensiones de la superficie cargada según datos recogidos de casos reales (Según Bjerrum y Eggstad, 1963).

y semiempírico, son la prueba de carga y la de penetración.

Prueba de carga

En esta prueba el terreno se somete a una carga que aumenta por etapas, midiéndose el asentamiento producido bajo cada escalón de carga. Los datos carga-asentamiento medidos sirven para estimar el comportamiento de la zapata real. Aunque puede utilizarse una zapata a escala natural para la prueba, la práctica habitual consiste en emplear una pequeña placa, del orden de 0.30 m a 1 m de diámetro. El empleo de placas más grandes no suele ser práctico debido a los costos y a la dificultad de obtener reacciones suficientes para la prueba. Los resultados de la prueba se extrapolan después de la placa a la zapata real.

La relación entre el asentamiento producido en arenas y el tamaño de la zapata que se utiliza mucho es la expresión empírica desarrollada por Terzaghi y Peck (1967):

$$\frac{\rho}{\rho_0} = \frac{4}{(1 + D_0/D)^2} \tag{14.20}$$

donde

- ρ = asentamiento de la zapata real
- ρ_0 = asentamiento de la placa de prueba
- D = dimensión mínima de la zapata
- D_0 = dimensión mínima de la placa

La Fig. 14.26, preparada por Bjerrum y Eggstad (1963) a partir de 14 series de pruebas carga-asentamiento con la curva correspondiente a la ecuación 14.20, muestra que el asentamiento dado por la ecuación 14.20 es bastante correcto pero que existe una considerable dispersión.

Para obtener resultados coherentes a partir de una prueba de carga debemos asegurarnos de que el terreno bajo la placa no está alterado y que el suelo de la zona es homogéneo hasta una profundidad relativamente grande respecto al tamaño de la zapata real. Por ejemplo, la Fig. 14.27 muestra el caso de un terreno en el cual los resultados de la prueba de carga pueden inducir a error. Los asentamientos de la placa se deben principalmente a las deformaciones producidas en el estrato A, mientras que bajo la zapata real los asentamientos se deberán principalmente a las deformaciones producidas en el estrato B. Si

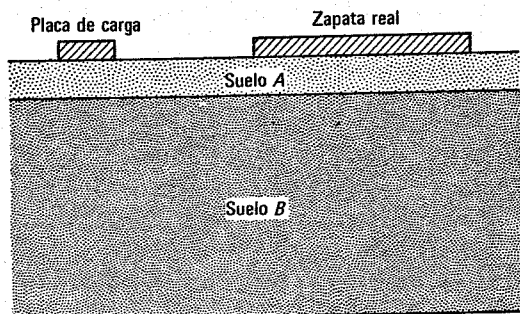


Fig. 14.27. Caso en que la prueba de carga puede inducir a error.

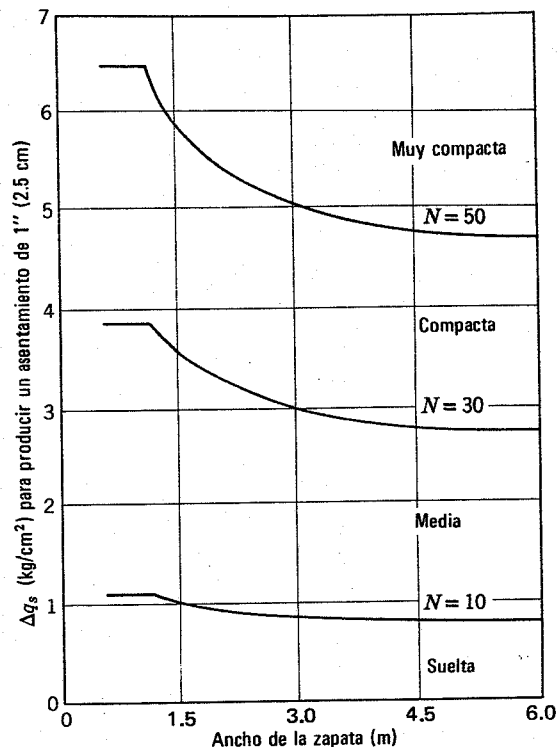


Fig. 14.28. Asentamientos de zapatas deducidos de la penetración estándar N. (Según Terzaghi y Peck, 1948).

los estratos A y B tienen diferentes propiedades esfuerzo-deformación el asentamiento deducido de la prueba de carga puede ser muy diferente del que se produzca bajo la zapata real.

Pruebas de penetración

Se han utilizado diversas pruebas de penetración: la estándar, la del cono holandés y la testificación con radioisótopos (ver en Meigh y Nixon, 1961 una comparación entre estas pruebas) para el cálculo de los asentamientos de cimentaciones en arena. La prueba más ampliamente utilizada, en especial en los EE.UU., es la de penetración estándar, descrita en el capítulo 7.

La Fig. 14.28 da la presión superficial Δq_s necesaria para producir un asentamiento de 1 pulgada (2.5 cm) en una zapata cimentada sobre arena, en función de la resistencia a la penetración estándar N y el ancho de la zapata B. Otra relación propuesta por Meyerhof (1965) es

$$\begin{aligned} \Delta q_s &= \frac{N\rho}{8} & B \leq 1.20 \text{ m} \\ \Delta q_s &= \frac{N\rho}{12} \left(\frac{B+1}{B} \right)^2 & B > 1.20 \text{ m} \end{aligned} \tag{14.21}$$

donde Δq_s viene expresada en kg/cm², B en metros y ρ en centímetros. La Fig. 14.29 (Meyerhof, 1965) compara los asentamientos calculados con los observados en zapatas sobre arena y sobre grava. Se aprecia que los asentamientos calculados para la estructura real estudiada por Meyerhof son superiores a los observados y que no parece

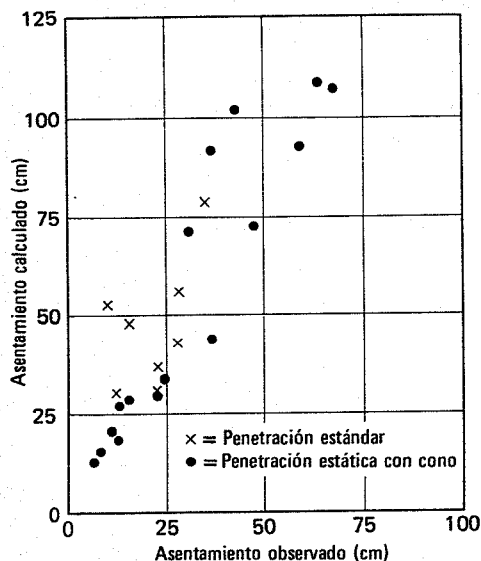


Fig. 14.29. Comparación entre los asentamientos calculados y los observados en zapatas cimentadas sobre arena y grava (Según Meyerhof, 1965).

existir una ventaja significativa de la prueba estándar sobre la del cono holandés o viceversa.

14.11 INFLUENCIA DEL TAMAÑO DE LA ZAPATA SOBRE LA CAPACIDAD DE CARGA Y LOS ASENTAMIENTOS

En las secciones anteriores se han indicado que la capacidad de carga y el asentamiento de una zapata cimentada sobre arena dependen de las propiedades de ésta y del tamaño, forma y profundidad de la zapata. La capacidad de carga depende principalmente del ángulo de fricción ϕ y de la compacidad relativa de la arena. La propiedad del suelo que tiene una mayor influencia sobre el asentamiento de una zapata es el módulo esfuerzo-deformación E . en el resto de esta sección se considera en primer lugar la influencia del tamaño de la zapata sobre la capacidad de carga y los asentamientos, con objeto de reunir algunos de los muchos conceptos ya expuestos y proporcionar una visión sencilla y general del comportamiento de las zapatas sobre arena.

Las ecuaciones de capacidad de carga muestran que, para zapatas cimentadas sobre arena, la capacidad de carga es directamente proporcional al tamaño de la zapata. Además, la capacidad de carga aumenta significativamente con la profundidad de la zapata bajo la superficie del terreno. La importancia de estas variables (tamaño de la zapata y profundidad de cimentación) se muestra en el ejemplo 14.15.

► Ejemplo 14.15

Datos. Una zapata circular cimentada sobre arena con $\phi = 34.5^\circ$ y $\gamma = 1.6 \text{ ton/m}^3$.

Problema. Calcular la capacidad de carga para;

- $D = 1 \text{ m}$ $d = 0$
- $D = 1 \text{ m}$ $d = 0.50 \text{ m}$
- $D = 2 \text{ m}$ $d = 0$
- $D = 2 \text{ m}$ $d = 0.50 \text{ m}$

Solución.

$$(\Delta q_s)_b = (0.6)\frac{1}{2}\gamma DN_\gamma + \gamma DN_q \quad (14.11)$$

De la Fig. 14.16, $N_\gamma = N_q = 30$

$$\begin{aligned} (0.6)\left(\frac{1}{2}\right)(1.6)(1)(30) &= 13.5 \text{ ton/m}^2 \\ (0.6)\left(\frac{1}{2}\right)(1.6)(1)(30) + (1)(0.6)(30) &= 43.5 \text{ ton/m}^2 \\ (0.6)\left(\frac{1}{2}\right)(1.6)(2)(30) &= 27 \text{ ton/m}^2 \\ (0.6)\left(\frac{1}{2}\right)(1.6)(2)(30) + (1.6)(0.6)(30) &= 52 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

El ejemplo 14.16 aclara la influencia sobre los asentamientos del tamaño de la cimentación y de la ley de variación del módulo E con la profundidad. Se da el módulo a una profundidad de 22.5 m. Este es el "punto promedio" para una estructura de 30 m. Se utilizan diferentes reglas para extrapolar un módulo dado al punto promedio de una cimentación más grande. Suponiendo que el módulo E es constante con la profundidad, el asentamiento es directamente proporcional al tamaño de la cimentación. Si el módulo E varía directamente con la presión geostática vertical, el asentamiento es independiente del tamaño de la cimentación. Si el módulo E varía con la raíz cuadrada de la presión geostática (probablemente la mejor relación general entre E y la presión de confinamiento) el resultado es de tipo intermedio.

► Ejemplo 14.16

Datos: Un depósito de 15 m de altura está construido sobre un depósito indefinido de arena con

$$\begin{aligned} \gamma &= 2.10 \text{ ton/m}^3 \\ \mu &= 0.45 \end{aligned}$$

Problema: Calcular el asentamiento del centro del depósito al llenarlo de agua, en los siguientes casos:

- $D = 30 \text{ m}$; E constante e igual a 2.000 kg/cm^2
- $D = 60 \text{ m}$; E constante e igual a 2.000 kg/cm^2
- $D = 30 \text{ m}$; E variable con σ_{vo} e igual a 2.000 kg/cm^2 para $d = 22.5 \text{ m}$
- $D = 60 \text{ m}$; E variable con σ_{vo} e igual a 2.000 kg/cm^2 para $d = 22.5 \text{ m}$.
- $D = 30 \text{ m}$; E variable con $\sqrt{\sigma_{vo}}$ e igual a 2.000 kg/cm^2 para $d = 22.5 \text{ m}$.
- $D = 60 \text{ m}$; E variable con $\sqrt{\sigma_{vo}}$ e igual a 2.000 kg/cm^2 para $d = 22.5 \text{ m}$

Solución:

$$\rho = \Delta q_s \frac{R}{E} 2(1 - \mu^2) \quad (14.15)$$

$$\Delta q_s = 15 \text{ m} \times 1 \text{ ton/m}^3 = 1.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$2(1 - \mu^2) = (1 - 0.45^2) = 1.60$$

$$a. \rho = 1.5 \text{ kg/cm}^2 \times \frac{15 \text{ m} \times 1.60}{2 \text{ 000 kg/cm}^2} = 0.18 \text{ m}$$

$$b. \rho = \frac{1.5 \times 30 \times 1.60}{2 \text{ 000}} = 0.36 \text{ m}$$

c. Puesto que E varía con σ_{vo} y σ_{vo} es función de la profundidad, E variará con la profundidad. Tomando el "punto promedio" a la profundidad $3/4 D$

$$E_{3D/4} = E_{22.5} = 2 \text{ 000 kg/cm}^2$$

Para el caso c, ρ valdría lo mismo que en el caso a: $\rho = 0.18 \text{ m}$.

d. Ahora $E_{3D/4} = E_{45}$ y como consecuencia el módulo valdrá el doble que en c. El radio R es también doble.

$$\rho = \frac{(1.5)(30)(1.60)}{2 \times 2.000} = 0.18 \text{ m}$$

e. ρ es el mismo del caso a, es decir, $\rho = 0.18 \text{ m}$.

$$f. \rho = \frac{(1.5)(30)(1.60)}{\sqrt{\frac{45}{22.5} \times \frac{\gamma}{\gamma} \times E_{22.5}}} = \frac{(1.5)(30)(1.60)}{\sqrt{2 \times 2000}} = 0.25 \text{ m}$$

► Ejemplo 14.17

Datos. Una zapata circular rígida está cimentada sobre arena con

$$\begin{aligned} \phi &= 34 \text{ } 1/2^\circ \\ \gamma &= 1.6 \text{ ton/m}^3 \\ \mu &= 0.45 \end{aligned}$$

Problema. Calcular la relación entre D (variando de 0.30 a 3 m), ρ y $(\Delta q_s)_b$ para

- a. $E = 10 \text{ kg/cm}^2$
- b. $E = 100 \text{ kg/cm}^2$ a una profundidad de 3 m y variando proporcionalmente a σ_{vo} .
- c. $E = 100 \text{ kg/cm}^2$ a una profundidad de 3 m y variando según $\sqrt{\sigma_{vo}}$.

Solución: Capacidad de carga

$$(\Delta q_s)_b = (0.6) \frac{1}{2} \gamma D N_\gamma \tag{14.11}$$

Según la Fig. 14.16

$$N_\gamma = 30$$

$$\therefore (\Delta q_s)_b = (0.6) \left(\frac{1}{2}\right) (1.6) D (30) = 14.4 D \text{ en ton/m}^2$$

Asentamiento:

$$\rho = \Delta q_s \frac{R}{E} \frac{\pi}{2} (1 - \mu^2) \tag{14.19}$$

$$\frac{\pi}{2} (1 - 0.45^2) = \left(\frac{\pi}{2}\right) (0.797) = 1.25$$

$$a. \rho = \Delta q_s R \frac{1.25}{1.000} = \Delta q_s R (1.25 \times 10^{-3})$$

$$b. \rho = \Delta q_s R \frac{1.25}{(1000/3)(3R/2)} = \Delta q_s (2.5 \times 10^{-3})$$

$$c. \rho = \Delta q_s R \frac{1.25}{(1000/\sqrt{3})\sqrt{\frac{3}{2}} R} = \Delta q_s \sqrt{R} (1.77 \times 10^{-3})$$

Se utilizan estas ecuaciones para calcular los siguientes resultados:

	$D = 1.50 \text{ m}$	$D = 3 \text{ m}$
$(\Delta q_s)_b$	21.6 ton/m ²	43.1 ton/m ²
a. ρ para $\Delta q_s = 20 \text{ ton/m}^2$	—	0.0375 m
ρ para $\Delta q_s = 10 \text{ ton/m}^2$	0.0093 m	0.0187 m
b. ρ para $\Delta q_s = 20 \text{ ton/m}^2$	—	0.0500 m
ρ para $\Delta q_s = 10 \text{ ton/m}^2$	0.0250 m	0.0250 m
c. ρ para $\Delta q_s = 20 \text{ ton/m}^2$	—	0.0436 m
ρ para $\Delta q_s = 10 \text{ ton/m}^2$	0.0153 m	0.0217 m

Estos resultados se han representado en la Fig. E14.7.

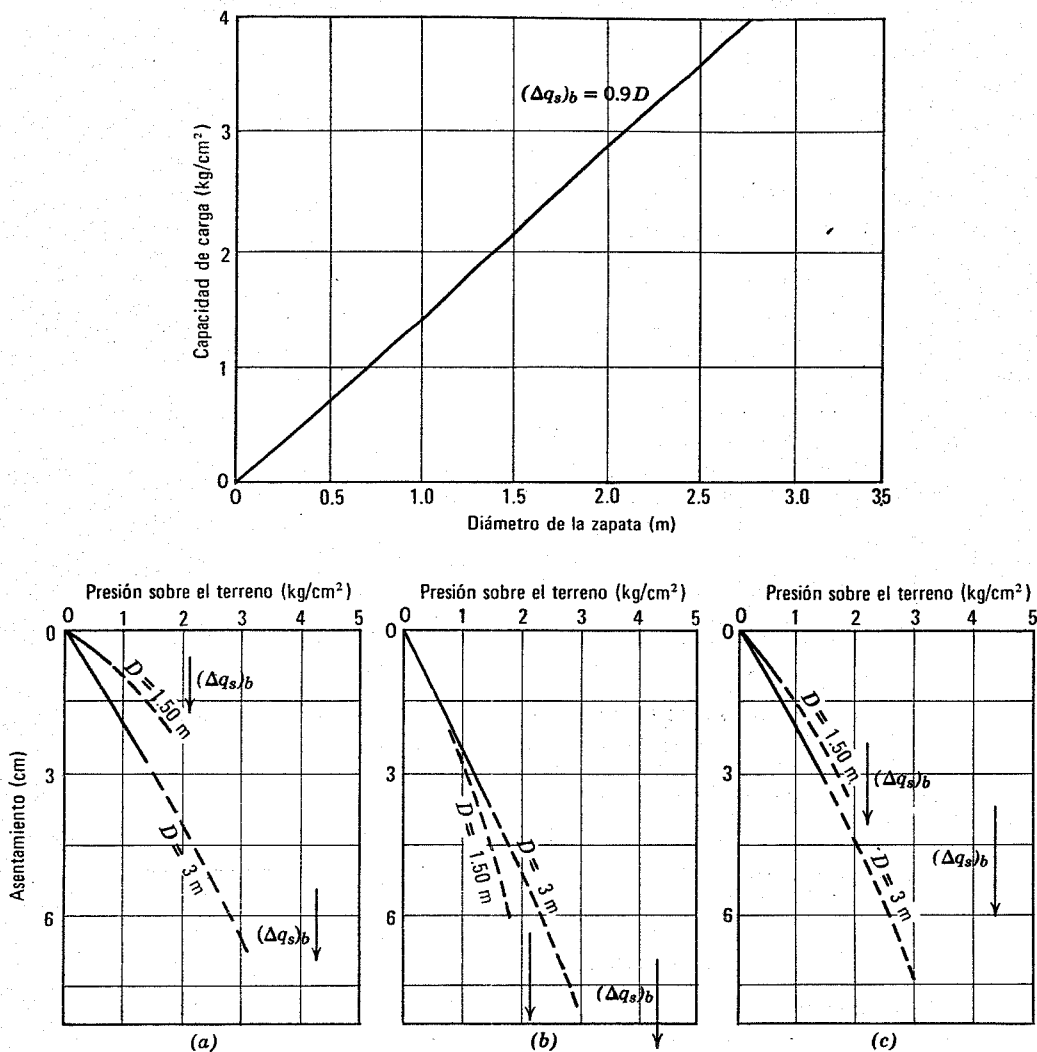


Fig. E14.17. a) E constante. b) E varía con σ_{vo} . c) E varía con $\sqrt{\sigma_{vo}}$.

En el ejemplo 14.17 se combinan la mayoría de las variables de los ejemplos 14.15 y 14.16 para mostrar la relación existente entre el tamaño de las zapatas, el asentamiento y la presión de cimentación. Como se ilustra en la Fig. E14.17 la capacidad de carga está directamente relacionada con el diámetro de la zapata y es igual a 1.5 veces el diámetro. La parte inferior de la Fig. E14.17 muestra la relación entre el asentamiento y la presión ejercida sobre el terreno para zapatas de diámetro 1.5 a 3 m, para los tres tipos de módulo E . El caso c) es el que mejor representa la relación general entre las presiones y los asentamientos de zapatas sobre arena.

Debe advertirse que las ecuaciones para el cálculo de asentamientos, como la 14.14, sólo tienen en cuenta presiones sobre el terreno relativamente pequeñas respecto a la capacidad de carga, es decir con un factor de seguridad de 3 o superior. Cuando la presión sobre el terreno se aproxima a la capacidad de carga, los asentamientos aumentan de forma imprevisible. Este importante hecho

se tiene en cuenta en la Fig. E14.17, representando la parte inicial de la curva presión-asentamiento de línea continua y la que queda con un factor de seguridad inferior a 3, de línea de trazos.

14.12 RESUMEN DE PUNTOS PRINCIPALES

1. Para que una zapata esté adecuadamente proyectada deben cumplirse las dos siguientes condiciones:
 - a. La presión sobre el terreno Δq_s debe ser inferior a la capacidad de carga $(\Delta q_s)_b$ que es aquella presión que produce la falla del terreno de cimentación.
 - b. El asentamiento debe ser inferior a un cierto valor admisible.
2. Al cargar una zapata hasta la falla el terreno llega primero a una falla local y a continuación a una falla general

3. La falla local se produce cuando se alcanza la resistencia del suelo en una zona, plastificándose ésta. La falla general se produce cuando todo el suelo está en falla a lo largo de una superficie de deslizamiento.
4. En una arena suelta, la falla local se produce para una presión muy inferior que la que produce la falla general. En una arena compacta, la falla local tiene lugar para una presión ligeramente inferior a la que produce la falla general.
5. La capacidad de carga no suele ser un factor limitativo en el proyecto de zapatas sobre arena a no ser que sean muy pequeñas —menores de 1 m— debido a que la capacidad de carga suele ser muy superior a la presión que produce asentamientos superiores a los admisibles.
6. El asentamiento admisible es el máximo que una estructura puede tolerar manteniéndose en servicio.
7. Generalmente el *asentamiento diferencial* o *distorsión angular* entre dos puntos tiene más importancia para la estructura que el asentamiento total. El asentamiento admisible se expresa en función del asentamiento total en lugar del diferencial o distorsión debido a que:
 - a. El asentamiento diferencial es mucho más difícil de calcular que el total.
 - b. Existe generalmente una relación empírica entre el asentamiento diferencial y el máximo.
8. Se dispone de dos métodos teóricos para el cálculo de asentamientos —*fórmulas elásticas* y la *superposición de deformaciones*— y de dos métodos empíricos o semiempíricos —la *prueba de carga con placa* y la *prueba de penetración*—. Pueden usarse los métodos teóricos junto con los métodos empíricos ya que éstos reflejan la experiencia práctica.
9. Para el cálculo de asentamientos se recomienda el *método de la trayectoria de esfuerzos*, el cual sirve de ayuda para elegir el módulo E a utilizar en una solución elástica o da una medida de las deformaciones para utilizar el método de superposición directa.
10. Los errores de los métodos de cálculo de asentamientos se deben a:
 - a. La dificultad de determinar correctamente los esfuerzos en el terreno.
 - b. La dificultad de obtener datos apropiados esfuerzo-deformación *in situ* a partir de pruebas de laboratorio (error debido principalmente a la perturbación de las muestras).
 - c. El suelo no es un material con elasticidad lineal, homogéneo e isótropo.
 - d. El suelo varía considerablemente, tanto en dirección horizontal como vertical.
11. La capacidad de carga y el asentamiento de una zapata sobre arena están relacionados con el tamaño de la zapata y la profundidad de cimentación. La capacidad de carga aumenta notable-

mente con el tamaño de la zapata y su profundidad. El asentamiento aumenta algo al crecer el tamaño de la zapata.

PROBLEMAS

14.1 Una zapata cuadrada de 2.50 m. de lado está cimentada a 1 m. de profundidad en arena con un ángulo de fricción de 36° . Calcular la capacidad de carga y la capacidad de carga última. El peso específico de la arena es 1.80 ton/m^3 .

14.2 La composición del terreno en un determinado lugar es la siguiente:

- 0-1.20 m cenizas con $\phi = 30^\circ$, y $\gamma = 0.90 \text{ ton/m}^3$
- 1.2-15 m grava arenosa con $\phi = 38^\circ$, y $\gamma = 1.90 \text{ ton/m}^3$

Calcular la capacidad de carga para una zapata de 3 m de lado cimentada en la parte superior del estrato de grava arenosa.

14.3 Se ha realizado una prueba de carga con una placa cuadrada de $30 \times 30 \text{ cm}$ sobre una arena compacta con un peso específico de 1.80 ton/m^3 . La placa estaba situada en un recipiente y rodeada por una sobrecarga del mismo suelo de 0.30 m de altura. La falla se produjo para una carga de 3 t. ¿Cuál será la carga de falla por unidad de área de la base de una zapata cuadrada de 1.50 m de lado situada a la misma profundidad y en el mismo suelo?

14.4 Suponiendo que sobre la zapata del problema 14.3 descansa un pórtico de un edificio ligero que ejerce no sólo una carga vertical V sino también una componente horizontal $H = 0.15V$ y un momento $M = 0.5V$ (es decir, una excentricidad de 0.20 m) ¿Cuál será la carga admisible V si se adopta un factor de seguridad de 3?

14.5 Una cimentación de $15 \times 30 \text{ m}$ descansa sobre un terreno con un módulo medio E de 700 kg/cm^2 . La presión media sobre el terreno es de 6 kg/cm^2 . Calcúlese el asentamiento en las esquinas y en el centro de la cimentación. Supóngase $\mu = 0.3$.

14.6 Repítase el problema 14.5 suponiendo que la arena tiene solamente 8 m de espesor y descansa sobre una base rocosa.

14.7 Una prueba de carga estándar (placa cuadrada de $30 \times 30 \text{ cm}^2$) sobre una arena compacta seca ($\gamma = 1.90 \text{ ton/m}^3$) ha dado los siguientes resultados

Carga (ton/m ²)	Asentamiento (cm)
0.75	0.3
1.50	0.6
2.25	1.2
3.00	1.4
3.75	7.5 (rotura)

Se ha realizado otra prueba de carga sobre el mismo terreno con las siguientes variaciones:

- ancho = 1.50 m
- largo = 15.00 m

Calcular:

a. La capacidad de carga final.

b. El asentamiento para una presión de 2 ton/m^2 .

14.8 Utilizando los datos del problema 14.7, determínese la presión admisible para una zapata cuadrada de 1.50 m de lado, si el asentamiento admisible es de 1 pulgada. (2.5 cm).

14.9 Una arena ha dado una penetración estándar de 20 golpes. Dimensionese una zapata para soportar una carga de 200 t con un asentamiento máximo de 5 cm y un factor de seguridad mínimo de 3 respecto a la falla general.

14.10 El terreno de emplazamiento del depósito del ejemplo 14.12 tiene una resistencia a la penetración estándar

variable entre 15 y 25 golpes/30 cm. Calcúlese el asentamiento del depósito partiendo de a) la ecuación 14.21; y b) la Fig. 14.28.

14.11 Partiendo de las Figs. 14.8 y 14.9 elíjase el asentamiento máximo admisible para el edificio de una fábrica con instalaciones muy sensibles a los asentamientos diferenciales.

14.12. Una zapata corrida de 2 m de ancho descansa a 1 m de profundidad bajo la superficie de una arena con $\phi = 32^\circ$ y $\gamma = 2 \text{ ton/m}^3$. Calcúlese la capacidad de carga última utilizando; a) las ecuaciones 14.4 y 14.5 y b) la ecuación 14.6 y la Fig. 14.16. ¿Cuál de estos valores es más correcto? Explíquese por qué.

CAPITULO 15

Solicitaciones dinámicas del terreno

Si las cargas aplicadas a una masa de suelo varían con suficiente rapidez para que las fuerzas de inercia lleguen a tener importancia respecto a las estáticas, son necesarios cálculos especiales para estimar las deformaciones del terreno. Problemas típicos son los de cimentaciones de máquinas, estabilidad de taludes durante terremotos, hincado de pilotes y la compactación vibratoria. En este capítulo se presentan algunos de los conceptos básicos del importante campo de la dinámica del suelo.

La velocidad de carga para la cual un problema "resulta dinámico" depende mucho del tamaño de la masa de suelo afectada. Con las muestras típicas utilizadas en pruebas de laboratorio, las fuerzas de inercia no llegan a ser significativas hasta que la frecuencia de carga supera los 25 ciclos por segundo (cps). Por otro lado, una presa de tierra grande puede sufrir fuerzas de inercia importantes, con frecuencias de solo 0.5 cps.

15.1 CIMENTACIONES SOMETIDAS A CARGAS DINAMICAS

El problema más habitual de sollicitación dinámica es el de las cimentaciones de máquinas. Las máquinas alternativas y las rotativas mal equilibradas producen fuerzas dinámicas periódicas Q :

$$Q = Q_0 \text{sen } 2\pi ft \quad (15.1)$$

donde

- Q_0 = amplitud máxima de la fuerza dinámica
- f = frecuencia de funcionamiento
- t = tiempo

Las frecuencias de funcionamiento típicas varían de 200 ciclos/minuto para grandes compresores alternativos hasta unos 12,000 ciclos/minuto en las turbinas y compresores rotativos de alta velocidad. Las prensas estampadoras y los martillos de forja también aplican cargas intermitentes a las cimentaciones. Modernamente se plantea el problema de cimentar adecuadamente las estaciones de radar de precisión. Los principios utilizados para determinar la reacción de las cimentaciones a estas cargas pueden utilizarse también para estudiar la reacción de cimentaciones a

los movimientos del terreno, como los producidos por terremotos, voladuras y máquinas próximas.

Como en el caso de cimentaciones sometidas a cargas estáticas, el criterio básico para el dimensionamiento de cimentaciones de máquinas es el desplazamiento admisible. En general, se prescribe un límite al desplazamiento dinámico permisible en servicio, limitando también los asentamientos que pueden producirse durante un período prolongado de funcionamiento.

En general es necesario realizar un cálculo dinámico para asegurar el cumplimiento de estos criterios. Para hacer este cálculo, puede representarse el sistema máquina-cimentación-terreno, por un sistema equivalente masa-muelle-amortiguador, que variará de un problema a otro (ver la Fig. 15.1), según el número de modos de movimiento que pueda sufrir el sistema real. En este capítulo, basado en el trabajo de Whitman y Richart, (1967) se estudian los sistemas con un solo grado de libertad, en general el movimiento vertical. Para una discusión más completa del sistema, junto con los métodos para el estudio de problemas más complicados, el lector puede consultar el libro de Barkan (1962) Pruebas *in situ* que demuestran la validez de estos métodos han sido descritas por Richart y Whitman (1967) y Whitman (1966).

Movimientos dinámicos admisibles

Una cimentación sometida a una carga dinámica periódica sufrirá un desplazamiento dinámico ρ_a de la misma frecuencia que la carga aplicada. Las velocidades y aceleraciones máximas de la cimentación pueden expresarse en función del desplazamiento máximo y de la frecuencia máxima de la forma siguiente:

$$\dot{\rho}_a = 2\pi f \rho_a \quad (15.2a)$$

$$\ddot{\rho}_a = (2\pi f)^2 \rho_a \quad (15.2b)$$

donde los puntos indican derivadas respecto al tiempo. Para evitar daños a las máquinas o a sus cimentaciones, la velocidad máxima de vibración no debe ser superior a 2 cm/s. Sin embargo, si va a trabajar personal en las proximidades de la máquina, pueden ser necesarias condiciones aún más estrictas. Las vibraciones comienzan a ser molestas para las personas cuando la velocidad máxima supera

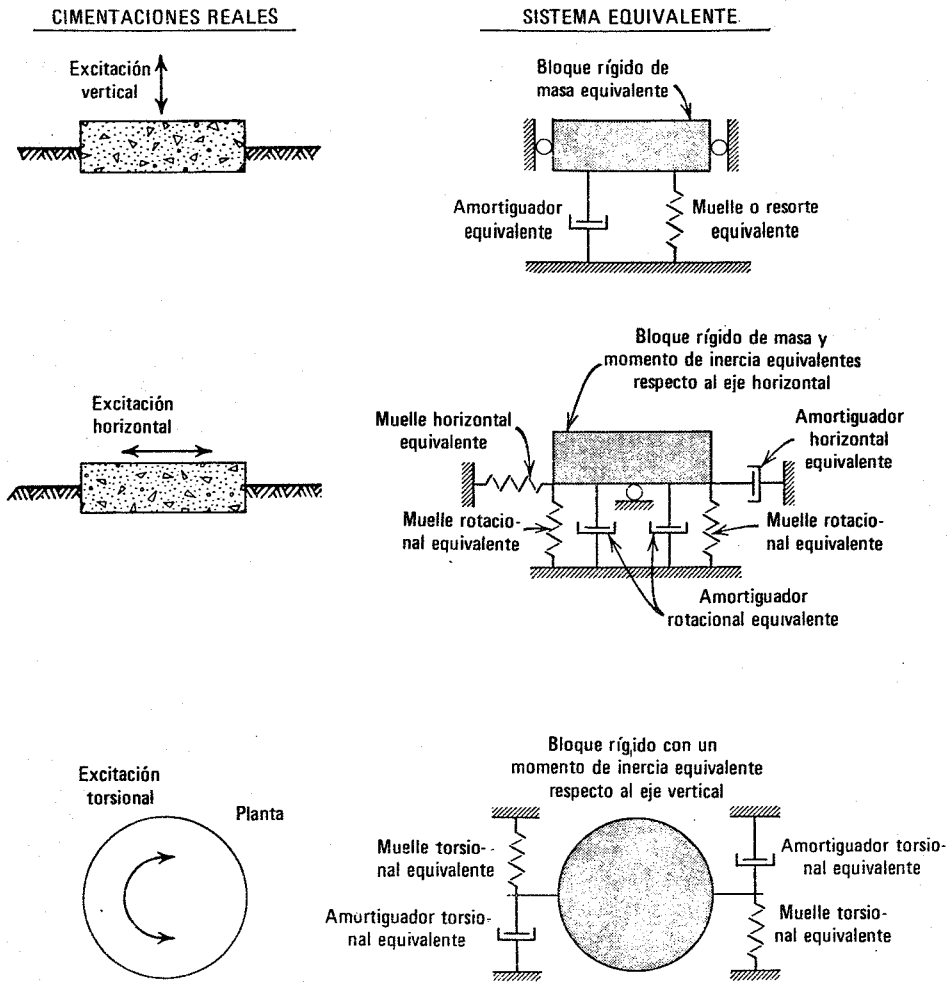


Fig. 15.1. Sistemas equivalentes típicos.

los 2 mm/seg y se aprecian si la velocidad supera los 0.2 mm/seg. Para una frecuencia de 1,000 ciclos/minuto, estas velocidades corresponden a amplitudes de desplazamiento de 0.2, 0.02 y 0.002 mm respectivamente. Para otras frecuencias de funcionamiento la amplitud del desplazamiento admisible será diferente. Adviértase que el movimiento que puede ser apreciado por las personas es aproximadamente 1/100 del que puede producir daños en las máquinas. Generalmente es necesario imponer también un límite a la aceleración máxima que pueden sufrir las cimentaciones. En algunos problemas, como cuando deben proporcionarse una base estable a maquinaria de precisión o a equipos de calibración, puede ser necesario limitar la aceleración a menos de $10^{-4} g$.

El proyectista de cimentaciones deberá trabajar en todos los problemas en estrecha relación con el cliente para establecer criterios de proyecto adecuados al problema particular tratado.

Conceptos básicos de la dinámica.

La respuesta a una carga periódica de un sistema masa-muelle-amortiguador con un solo grado de libertad viene dada por las curvas de la Fig. 15.2. La magnitud caracte-

rística que determina la respuesta de este sistema es la frecuencia natural no amortiguada f_n :

$$f_n = \frac{1}{2\pi} \left(\frac{k}{M} \right)^{1/2} \tag{15.3}$$

donde K es la constante del muelle o resorte y M la masa.

Si la frecuencia de funcionamiento f es mucho menor que la frecuencia natural no amortiguada f_n , la fuerza aplicada es resistida principalmente por el muelle, siendo de escasa importancia la amortiguación y la inercia. La amplitud del movimiento en este caso es simplemente la respuesta estática:

$$f \ll f_n \quad \rho_a = \frac{Q_0}{k} \tag{15.4}$$

Si $f \gg f_n$, la fuerza aplicada es resistida principalmente por la inercia y el muelle, siendo despreciable el amortiguamiento. En este caso la amplitud del movimiento viene dada por

$$f \gg f_n \quad \rho_a = \frac{Q_0}{(2\pi f)^2 M} \tag{15.5}$$

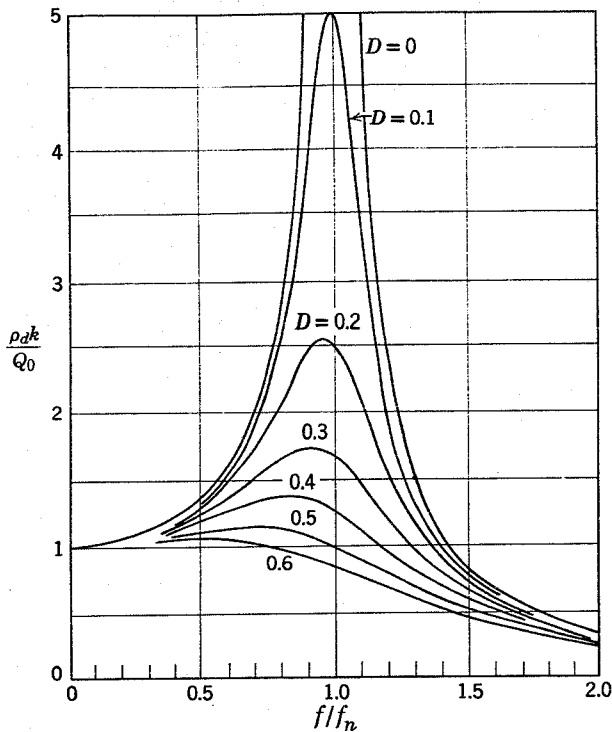


Fig. 15.2. Curvas de respuesta de un sistema masa-muelle-amortiguador.

Si $f \approx f_n$ se dice que el sistema está en resonancia. Los movimientos en estado de resonancia vienen determinados por el factor de amortiguamiento D , relación entre el amortiguamiento real y el amortiguamiento crítico.

Los criterios de dimensionamiento de cimentaciones dinámicas están redactados con el fin de evitar la resonancia. Si el amortiguamiento existente en el sistema es pequeño, los movimientos producidos al entrar en resonancia pueden ser muy grandes, siendo por tanto prudente evitar el estado de resonancia con objeto de cumplir las especificaciones respecto a los movimientos dinámicos admisibles. Sin embargo, si existe con el sistema un amortiguamiento moderado a grande, puede ser posible trabajar en las proximidades del estado de resonancia, manteniendo

Análisis		Factores requeridos	
Estimación aproximada de frecuencia de resonancia		k y M	
Estimación aproximada de los movimientos en las frecuencias lejanas a la de resonancia	$\ll f_n$	k	
	$\gg f_n$	M	
Límite superior del movimiento en las proximidades de la frecuencia de resonancia		D y k ó M	

Fig. 15.3. Sumario de parámetros necesarios para cálculos dinámicos.

do los desplazamientos dinámicos aún dentro de límites admisibles.

La Fig. 15.3 resume las formas en que los diversos parámetros de un sistema dinámico influyen sobre la respuesta de dicho sistema. El método de cálculo y dimensionamiento dinámico es diferente según el grado de amortiguamiento existente en el sistema. De aquí que lo que se considera en primer lugar en los apartados siguientes es la magnitud del amortiguamiento que puede existir en las cimentaciones reales. Cuando el amortiguamiento es tan pequeño que debe evitarse la resonancia, resulta necesario estimar la frecuencia natural, para lo cual se precisa conocer la constante del muelle y la masa. Como es más fácil hacer una estimación razonable de la masa, consideraremos esto en primer lugar. Por último se estudia la constante de muelle, que es al mismo tiempo el parámetro más importante y más difícil de calcular.

Elección del amortiguamiento de sistemas equivalentes agrupados

Los amortiguadores de un sistema agrupado representan el amortiguamiento del terreno. Existen dos tipos de amortiguamiento: la pérdida de energía por la propagación de ondas en la proximidad inmediata de la zapata y la pérdida de energía interna del terreno debido a efectos de histéresis y viscosos. El empleo de amortiguadores en el sistema equivalente no implica necesariamente que se crea que el terreno tiene propiedades viscosas. Por el contrario, los amortiguadores se utilizan para obtener expresiones matemáticas sencillas y útiles para la respuesta del sistema equivalente. Los factores de amortiguamiento se eligen para representar un grado equivalente de amortiguamiento y no para reproducir un tipo particular de amortiguamiento.

El amortiguamiento debido a la propagación de ondas se suele denominar *amortiguamiento por radiación*. Cada vez que la cimentación se mueve hacia abajo, contra el suelo, se origina una onda de presión (ver la Fig. 15.4). Cuando esta onda se desplaza a partir de la cimentación, transmite parte de su energía al suelo. Como esta energía no puede participar en un fenómeno de resonancia se introduce un efecto de amortiguación. La existencia de la amortiguación por radiación ha sido puesta de manifiesto por la teoría de un disco rígido apoyado sobre un semiespacio elástico (Richart, 1960). Esta teoría puede utili-

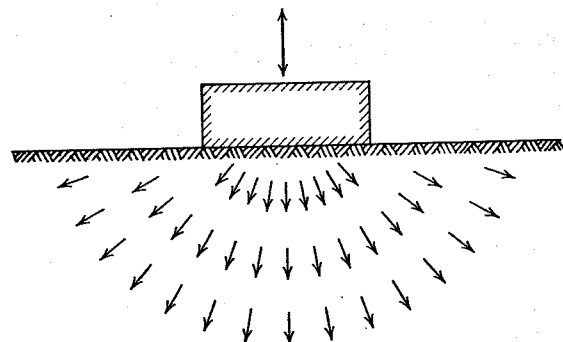


Fig. 15.4. Ondas emitidas por una cimentación en vibración.

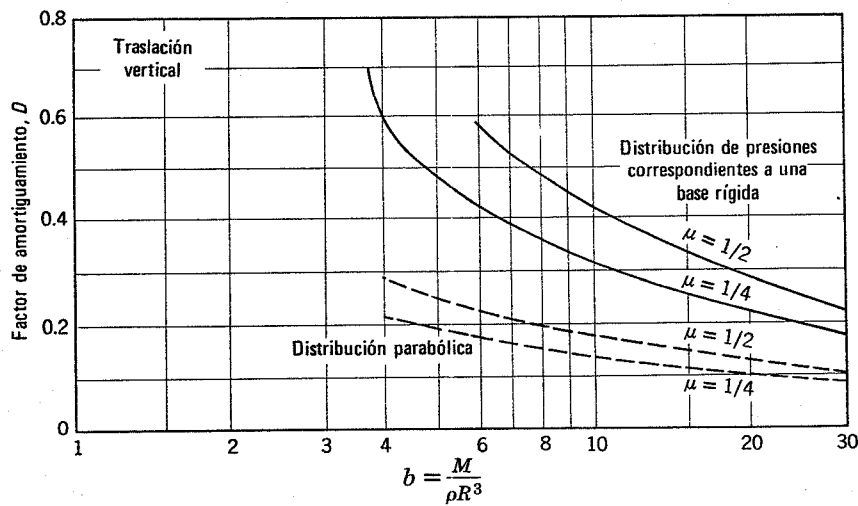
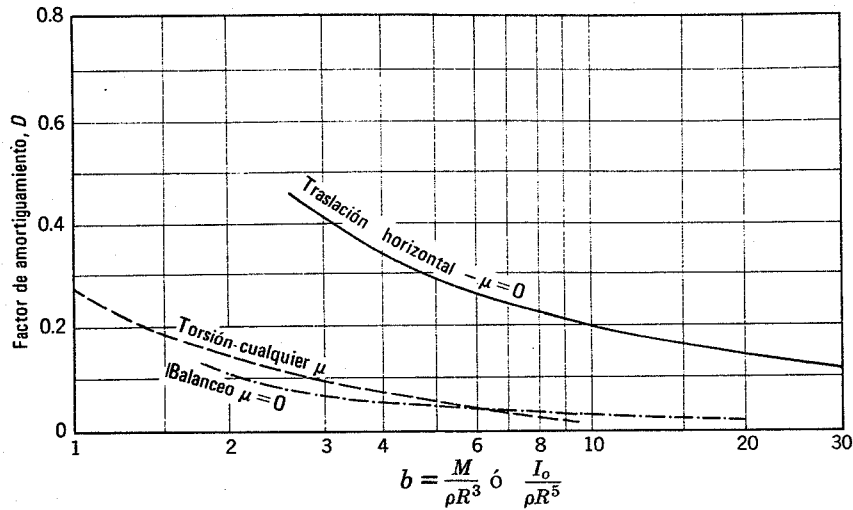


Fig. 15.5. Factor de amortiguamiento equivalente de cimentaciones circulares.

zarse también para obtener un factor de amortiguamiento equivalente. La Fig. 15.5 da los factores de amortiguamiento equivalentes para el caso de cimentaciones circulares. El parámetro fundamental es la *relación de masas*, b , definida por

$$b = \frac{M}{\rho R^3} \quad \text{para la traslación} \quad (15.6a)$$

y

$$b = \frac{I_0}{\rho R^5} \quad \text{para la rotación} \quad (15.6b)$$

siendo

M = masa del bloque de cimentación y de la maquinaria

I_0 = momento de inercia del bloque de la cimentación y de la maquinaria respecto al eje vertical que pasa por el centro de gravedad en el caso de torsión, o respecto a un eje horizontal que pasa por el centroide de la base de cimentación en el caso de balanceo

ρ = densidad del suelo

R = radio de la superficie de contacto entre el suelo y la base de cimentación

Adviértase que los factores de amortiguamiento son diferentes para cada tipo de movimiento. El amortiguamiento es más importante para cimentaciones relativamente ligeras y es mucho mayor para traslaciones que para rotaciones. Los valores de D para zapatas rectangulares pueden determi-

narse entrando en la Fig. 15.5 con un radio equivalente dado por

$$R = \begin{cases} \left(\frac{BL}{\pi}\right)^{1/2} & \text{para la traslación} \\ \left(\frac{BL^3}{3\pi}\right)^{1/4} & \text{para el balanceo} \\ \left[\frac{BL(B^2 + L^2)}{6\pi}\right]^{1/4} & \text{para la torsión} \end{cases} \quad (15.7)$$

donde

B = ancho de la cimentación (según el eje de rotación para el caso de balanceo)

L = longitud de la cimentación (en el plano de rotación en el caso de balanceo)

La pérdida interna de energía debida a la histéresis ya se ha comentado en el capítulo 10. La magnitud de esta pérdida de energía es función de la magnitud de las deformaciones sufridas por el terreno. Para el nivel de deformaciones generalmente admitido bajo cimentaciones de máquinas esta pérdida de energía por histéresis es equivalente a un factor de amortiguamiento D de aproximadamente 0.05.

Pueden obtenerse valores aproximados para los efectos combinados de radiación y amortiguamiento interno añadiendo $D = 0.05$ a los valores de D dados en la Fig. 15.5. Para la traslación horizontal y especialmente para la vertical, el amortiguamiento interno parece tener relativamente poca importancia respecto al amortiguamiento por radiación. Para movimientos rotacionales sin embargo, el amortiguamiento por radiación es pequeño y el amortiguamiento interno constituye una parte importante del amortiguamiento total.

Elección de la masa del sistema agrupado equivalente

Evidentemente, la masa del sistema equivalente debe ser como mínimo igual a la del bloque de cimentación más la de la maquinaria. A primera vista puede parecer que conviene utilizar también un término de masa adicional para representar la inercia del suelo situado bajo el bloque de cimentación.

Realmente, no existe una masa de terreno identificable que se mueva con la misma amplitud y en fase con el bloque de cimentación. En cualquier instante los diversos puntos del terreno se mueven en direcciones diferentes, con aceleraciones de distinta magnitud. El empleo de una "masa efectiva" sólo se justifica en cuanto se requiere una masa superior a la del bloque de cimentación más la maquinaria para ajustar la curva de respuesta del sistema equivalente a la del sistema real. Si se emplea una "masa efectiva" debe considerarse como una magnitud totalmente ficticia que no puede relacionarse con ninguna masa real de suelo.

La hipótesis más sencilla que puede hacerse para elegir la masa del sistema equivalente consiste simplemente en tomar una masa igual a la de la cimentación y la maqui-

naria, e ignorar cualquier "masa efectiva" del terreno. Además, para la mayoría de los problemas de cimentaciones esta hipótesis sencilla proporcionará la frecuencia de resonancia y el desplazamiento dinámico con un error menor del 30%. Whitman y Richart (1967) han indicado estimaciones de la "masa efectiva" que pueden utilizarse en aquellos pocos casos en que se quiera una mayor precisión.

Estimación de la constante de muelle

La determinación de una constante de muelle para utilizarla en una cimentación cargada dinámicamente supone esencialmente los mismos pasos que la determinación de la relación carga-asentamiento, para una cimentación bajo carga estática. En ambos casos el método consiste en someter una pequeña masa de suelo a los mismos esfuerzos iniciales e incrementos de esfuerzo que sufrirá bajo la cimentación real. En el caso de cimentaciones cargadas dinámicamente esto significa que el suelo debería someterse a un esfuerzo estático inicial igual a los esfuerzos previsibles bajo la cimentación real como resultado del peso muerto de la cimentación más las presiones geostáticas y a variaciones de esfuerzos aproximadamente iguales a las que pueden corresponder a la solicitud dinámica. La frecuencia con la que se aplique a la muestra esta variación de esfuerzos tiene pequeña importancia.

Los métodos descritos en las secciones 14.8 y 14.10 pueden utilizarse para estimar una constante de muelle. El método más habitualmente utilizado consiste en el empleo de fórmulas de la teoría de elasticidad. En la Tabla 14.15 se dan fórmulas aplicables a cimentaciones rectangulares y los valores de los coeficientes que aparecen en estas fórmulas se dan en la Fig. 15.6. El módulo de deformación tangencial G que aparece en estas ecuaciones puede calcularse por los métodos descritos en el capítulo 12. Esto se suele realizar midiendo la velocidad de ondas tangenciales, bien *in situ* o en muestras de laboratorio, utilizando un método de resonancia. El coeficiente de Poisson μ a utilizar en las ecuaciones puede estimarse en general, con una precisión suficiente, como 0.35 para suelos poco saturados y como 0.5 para suelos totalmente saturados. Otro método satisfactorio consiste en realizar una pe-

Tabla 15.1 Constantes de muelle para una zapata rectangular rígida sobre un semiespacio elástico

Movimiento	Constante de muelle	Referencia
Vertical	$k_z = \frac{G}{1 - \mu} \beta_z (BL)^{1/2}$	Barkan (1962)
Horizontal	$k_x = 2(1 + \mu)G\beta_x (BL)^{1/2}$	Gorbunov-Possadov (1961)
Balanceo	$k_\phi = \frac{G}{1 - \mu} \beta_\phi BL^2$	Gorbunov-Possadov (1961)

Nota. Los valores de β_z , β_x y β_ϕ se dan en la Fig. 15.6 para diversos valores de L/B .

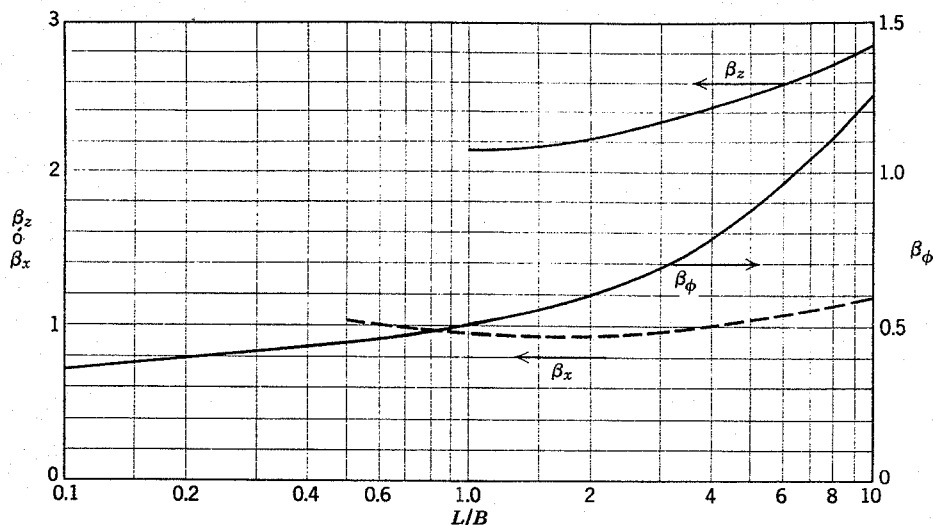


Fig. 15.6. Coeficientes de las constantes elásticas para cimentaciones rectangulares.

queña prueba de placa con una carga inicial igual a la previsible bajo la cimentación real más una pequeña sobrecarga dinámica. La relación fuerza—asentamiento al cabo de unos 10 ciclos de esta sollicitación proporciona una constante de muelle para la pequeña superficie cargada. Pueden utilizarse entonces los métodos descritos en la sección 14.10 para extrapolar la constante de muelle al tamaño de la cimentación real.

Resulta evidente que debe aplicarse un considerable raciocinio en la selección de una constante de muelle para tener en cuenta la influencia del empotramiento parcial de la cimentación, la estratificación del terreno, etc.

Asentamientos producidos por las vibraciones

Los esfuerzos dinámicos en el terreno situado bajo la cimentación de una máquina producen asentamientos de la cimentación, debiendo evitarse los asentamientos excesivos en un dimensionamiento correcto. Como en el caso de los asentamientos producidos por cargas estáticas, los asentamientos provocados por las vibraciones en las cimentaciones sobre arena se deben en parte a la disminución de volumen pero principalmente a las deformaciones por esfuerzo cortante.

El mejor método para calcular la magnitud de los asentamientos provocados por las vibraciones en un caso determinado consiste en someter una muestra de suelo a los esfuerzos iniciales y a las variaciones dinámicas de esfuerzos previsible bajo la cimentación. Los asentamientos admisibles como resultado de las vibraciones son prácticamente iguales a los asentamientos estáticos admisibles expuestos en la sección 14.2.

A falta de un programa detallado de pruebas, pueden utilizarse diversos principios de dimensionamiento para reducir la probabilidad de asentamientos excesivos. La suma de los esfuerzos estáticos y dinámicos sobre el terreno se suele hacer menor que la mitad de la carga estática admisible. Otro método consiste en someter el suelo de vibra-

ciones más intensas que las que se puedan esperar de la cimentación real. Esta compactación por vibración puede realizarse mediante rodillos vibratorios (ver la sección 15.2). También puede utilizarse la vibroflotación para compactar el suelo (D'Appolonia, 1953). Una condición típica es que el suelo debe compactarse hasta una compacidad relativa superior al 70%.

15.2 COMPACTACION POR CARGAS DINAMICAS

En muchos problemas, como el proyecto de cimentaciones de máquinas, el ingeniero debe asegurarse de que las vibraciones no producen una importante compactación del suelo. Por otro lado, se suelen utilizar deliberadamente las vibraciones para aumentar la compacidad de un suelo, como es el caso de la compactación vibratoria. La Fig. 15.7 muestra un rodillo vibratorio compactando un terraplén de arena. La compactación vibratoria, que se ha utilizado durante mucho tiempo para compactar suelos granulares, también se utiliza a menudo para compactar suelos arcillosos. En esta sección nos referiremos principalmente a la compactación de arenas.



Fig. 15.7. Compactador vibratorio.

Estudios de laboratorio

La Fig. 15.8 muestra una forma de prueba que se ha utilizado frecuentemente en laboratorio para estudiar la compactación de la arena por vibración. Un depósito abierto por arriba se rellena con arena en estado suelto. A veces se coloca una sobrecarga sobre la superficie de la arena. El depósito se somete a vibraciones durante varios minutos y a continuación se suprimen las vibraciones midiendo la altura del suelo y calculando su nuevo peso específico. A continuación se aplica un grado superior de vibración y así sucesivamente.

La Fig. 15.9, obtenida tras colocar a dicho depósito en una mesa vibratoria que producía un movimiento periódico vertical, muestra los resultados típicos de tales pruebas. La arena tenía inicialmente una compacidad relativa próxima a cero. Se producía una compactación muy pequeña hasta que las aceleraciones se aproximaban a 1 g y la mayoría de la compactación se producía para ese valor o muy cerca de él. La máxima compacidad se alcanzaba cuando la aceleración llegaba a 2 g pero un posterior aumento de la aceleración producía una reducción en la compacidad de la arena. En esta arena particular se utilizaron diversas combinaciones diferentes de desplazamiento y aceleración para conseguir cada aceleración y, como se muestra en la figura, los resultados eran prácticamente independientes de las combinaciones empleadas.

Los resultados de pruebas de este tipo se han interpretado frecuentemente suponiendo que la aceleración máxima es la principal variable que controla la compactación (por ejemplo, ver Barkan, 1962). Sin embargo, las grandes aceleraciones por sí solas, en ausencia de cambios considerables de los esfuerzos, pueden no producir aumento de compacidad (Ortigosa y Whitman, 1968). Por otro lado, como se ha comentado en el capítulo 10, el aumento de esfuerzos produce una compactación relativamente pequeña de la arena, hasta que los esfuerzos son suficientemente grandes como para fracturar las partículas. Evidentemente una cierta combinación de factores es la que produce en la arena la elevada compactación conseguida por la vibración. Los efectos producidos en la prueba de vibración pueden determinarse considerando el equilibrio dinámico de fuerzas en los diversos instantes de un ciclo de movimiento (ver la Fig. 15.10).

Cuando el depósito acelera hacia arriba, las fuerzas de inercia tienden a aumentar las presiones por encima del valor estático. Cuando la aceleración es hacia abajo la fuerza de inercia se opone al peso del suelo. Así pues, si

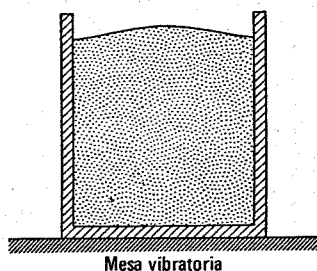


Fig. 15.8. Prueba rutinaria de laboratorio para el estudio del aumento de compacidad de la arena por medio de la vibración.

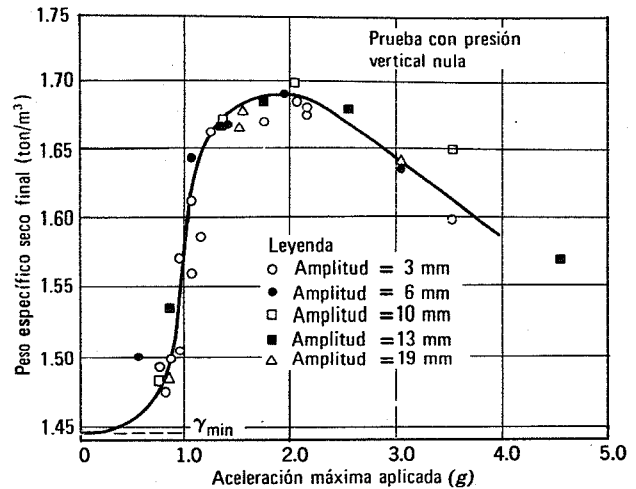


Fig. 15.9. Resultados típicos obtenidos en el estudio de laboratorio de la compactación por vibración. (Según D'Appolonia, 1967).

la aceleración máxima del depósito es 0.5 g, la presión vertical a cualquier profundidad dentro del suelo varía entre 1.5 y 0.5 veces la presión geostática.

Sin embargo, si la aceleración máxima del depósito es superior, a 1 g, la interpretación de la prueba es mucho más complicada (ver la Fig. 15.1). En el punto de cada ciclo en que la aceleración del depósito hacia abajo vale 1 g, la presión vertical en el suelo desciende a cero. Como la arena no puede soportar tensiones, es incapaz de acompañar al depósito en su siguiente movimiento y sufre una "caída libre" hasta que choca contra el depósito al final del ciclo. A continuación la arena y el depósito se mueven juntos hacia arriba, hasta que se vuelve a producir la separación, repitiéndose el ciclo.

La aparición de la caída libre es lo que distingue las pruebas con aceleraciones de 1 g ó mayores (cuando se produce considerable compactación) de aquellas en las que las aceleraciones son inferiores a 1 g (con pequeña compactación). En la caída libre, las partículas se separan unas de otras y por tanto son libres de buscar posiciones de compacidad máxima cuando vuelven a caer sobre una superficie fija. De manera análoga, se ha encontrado que por vertido de arena en un depósito, se puede conseguir una compacidad tan grande como la que se puede alcanzar por vibración (ver por ejemplo Whitman, Getzler y Hoeg, 1963). Así pues, aunque aún no se conocen bien en

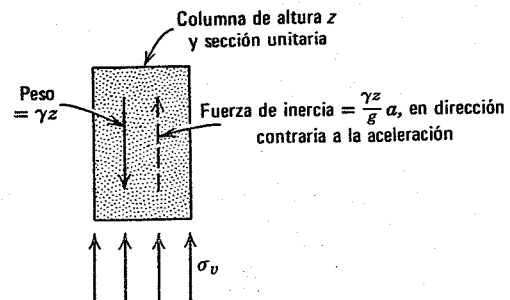


Fig. 15.10. Fuerzas que actúan sobre un elemento de suelo sometido a vibraciones verticales.

la compactación los fenómenos implicados, la ausencia de presiones efectivas durante una parte de cada ciclo de movimiento parece ser la causa del eficaz aumento de compacidad.

Frecuentemente se utilizan las vibraciones en las pruebas para determinar la compacidad máxima de una arena, con el fin de calcular la compacidad relativa (ver la sección 3.1). De la discusión anterior se deduce que las condiciones de la prueba tienen gran influencia sobre la máxima compacidad alcanzable en la misma. Para las determinaciones de la compacidad relativa es esencial el empleo de métodos normalizados, tanto para determinar la compacidad máxima como la mínima (ver ASTM, 1967).

Compactación vibratoria

En general se admite que los suelos granulares se pueden compactar eficazmente en obra mediante rodillos vibratorios, pero se carece de datos sobre las posibilidades y limitaciones de este tipo de compactación. Ha sido realizado un estudio por Forssblad (1965). Los resultados dados en este apartado corresponden a D'Appolonia y Col. (1968).

El rodillo vibratorio típico, como el que aparece en la Fig. 15.7 está formado por un tambor soportado por pesados muelles pendientes de un marco o bastidor. Dentro del tambor una masa excéntrica gira rápidamente en torno al eje del mismo, produciendo una fuerza periódica sobre el rodillo. El propio rodillo pesa unas 2 ton pero la fuerza periódica es varias veces mayor, de forma que el rodillo se levanta y se deja caer libremente contra el terreno en cada ciclo, produciendo grandes presiones de impacto. La Fig.

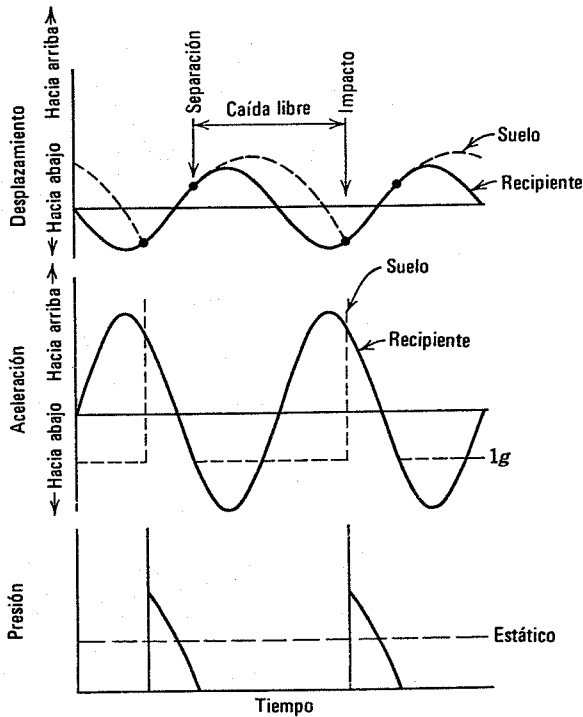


Fig. 15.11. Desplazamientos y presiones producidos por la vibración vertical con una aceleración máxima superior a 1 g. Nota. La aceleración máxima del recipiente vale 2 g con 25 cps.

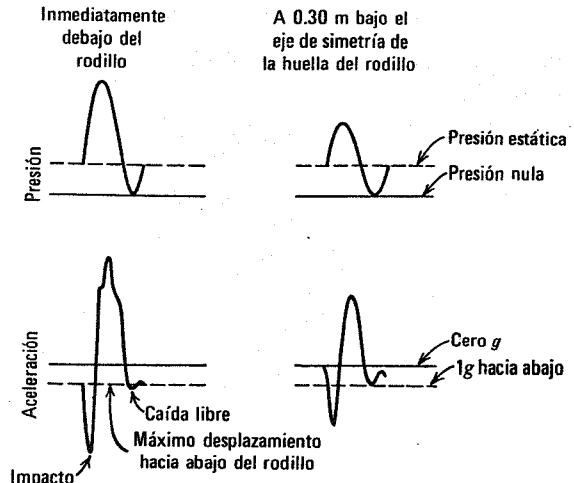


Fig. 15.12. Curvas presión-tiempo y aceleración-tiempo para una profundidad de 0.45 m en arena bajo un rodillo vibratorio (Según D'Appolonia, y Col., 1968).

15.12 muestra las presiones y aceleraciones medidas en una arena bajo un rodillo, en un ciclo de movimiento. Puede identificarse en estos diagramas el impacto del rodillo contra el terreno y la posterior elevación del suelo en un estado de caída libre. El levantamiento de las partículas de la superficie de la arena es visible en la Fig. 15.7.

El aumento de peso específico con la profundidad para distinto número de pasadas de rodillo se muestra en la Fig. 15.13. La compactación más eficaz se consigue a una profundidad de unos 60 cms, que, como se indica en la Fig. 15.14, es la máxima profundidad a la que se anulan las presiones efectivas durante la elevación de las partículas. En un gran número de pasadas se puede conseguir una cierta compactación a una profundidad de 1.50 m y esta compactación, relativamente ineficiente, se debe probablemente a múltiples ciclos de presión dinámica. Los 15 cm superiores reciben escasa compactación probablemente debido a la violenta agitación (se han observado acelera-

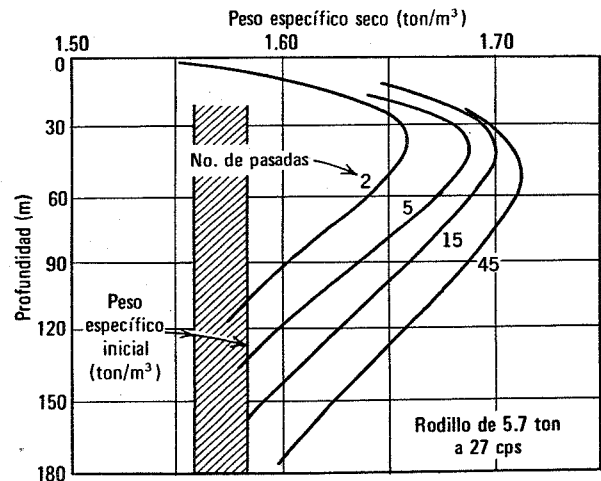


Fig. 15.13. Compactación producida por un rodillo vibratorio (Según D'Appolonia y Col., 1968).

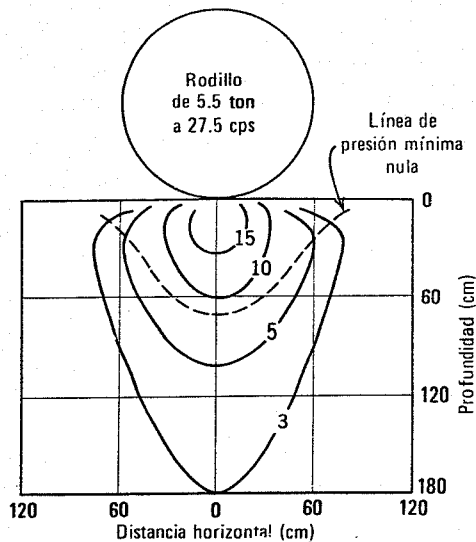


Fig. 15.14. Líneas de igual presión máxima vertical (dinámica) bajo un rodillo vibratorio, en kg/cm² (según D'Appolonia y Col., 1968).

ciones de más de 3 g) producida en esa zona después de pasar el eje del rodillo (compárese con la Fig. 15.9).

Una característica interesante de estas observaciones fueron las grandes presiones horizontales provocadas como resultado de las diversas pasadas sucesivas del rodillo (Fig. 15.15). Las presiones horizontales resultantes fueron superiores a las presiones verticales geostáticas.

Parece ser que la acción de los rodillos vibratorios en las arcillas es bastante diferente que en las arenas. La compactación de la arcilla se consigue probablemente por ciclos sucesivos de presiones provocadas por impacto.

Aumento de compacidad producido por los terremotos

Los terremotos producen una aceleración vertical de la superficie del terreno, pero estas aceleraciones son demasiado pequeñas (como máximo 0.3 g) para producir un aumento de compacidad. Los terremotos producen también aceleraciones horizontales que, como se indica en la Fig. 15.16, dan lugar a esfuerzos tangenciales. La dirección de estos esfuerzos tangenciales se invierte muchas veces en un terremoto de fuerte intensidad, al variar la dirección de la aceleración. Así pues, las condiciones del terreno en un terremoto son semejantes a las de una prueba de corte directo con varios cambios en la dirección de corte.

Durante terremotos importantes se ha producido el hundimiento del terreno. Parte de este hundimiento es el resultado del movimiento tectónico del manto rocoso, pero otra parte se debe a la compactación del suelo. En Valdivia, Chile, el hundimiento debido a la compactación producida durante el terremoto de 1960 fué superior a 1 m. Una parte, aunque probablemente no la totalidad, del hundimiento producido durante los terremotos está asociado con el fenómeno de licuefacción (ver la sección 32.10).

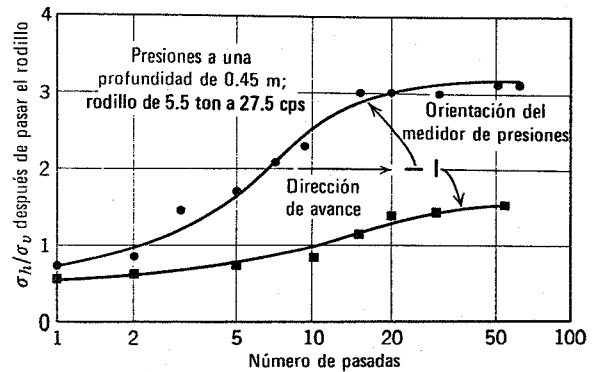


Fig. 15.15. Incremento de las presiones horizontales bajo un rodillo vibratorio (Según D'Appolonia y Col., 1968).

15.3 ESTABILIDAD DINAMICA DE TALUDES

Cuando un talud está sometido a un terremoto, los esfuerzos tangenciales asociados con la aceleración del terreno (Fig. 15.16) se suman a los esfuerzos tangenciales necesarios para el equilibrio estático y pueden producir una inestabilidad temporal del talud.

Las características principales de este problema pueden estudiarse examinando el caso de un bloque apoyado sobre un plano inclinado (Fig. 15.17). Si se acelera el bloque en una dirección paralela al plano, la fuerza tangencial entre el bloque y el plano debe ser diferente de *T*, fuerza tangencial necesaria para el equilibrio estático. Como la fuerza tangencial es limitada (no puede ser superior a *N tan φ*, donde *N* es la fuerza normal y *φ* el ángulo de fricción), la aceleración que el bloque puede sufrir es también limitada:

Aceleración máxima hacia arriba

$$\frac{W}{g} A'g = W \cos \theta \tan \phi - W \sin \theta$$

$$A' = \cos \theta \tan \phi - \sin \theta$$

Aceleración máxima hacia abajo

$$A' = \cos \theta \tan \phi + \sin \theta$$

Si el coeficiente de aceleración máximo del talud *A* es menor que *A'*, el bloque y el plano se moverán conjunta-

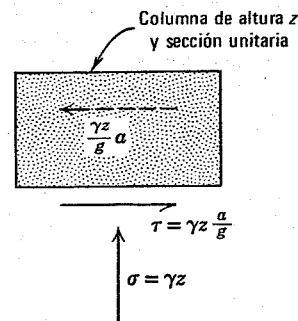


Fig. 15.16. Fuerzas que actúan sobre un elemento de suelo sometido a vibraciones horizontales.

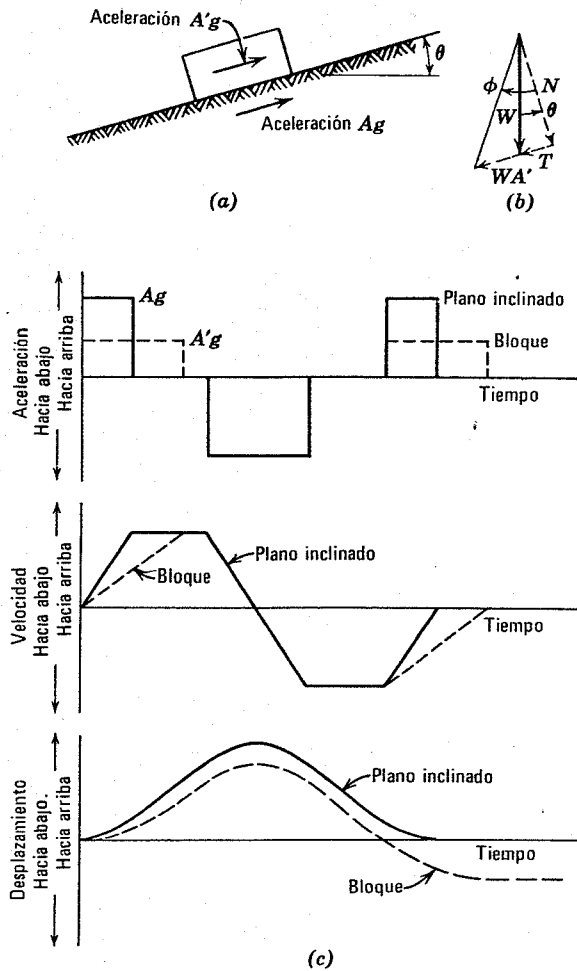


Fig. 15.17. Movimiento relativo entre un bloque y un plano inclinado bajo una sollicitación dinámica.

mente, sin desplazamiento relativo. Sin embargo, si $A' < A$, se producirá un desplazamiento relativo, como se indica en la Fig. 15.17c. El bloque no puede acompañar al plano cuando éste acelera hacia arriba y por tanto se produce un movimiento relativo de descenso. Durante la aceleración hacia abajo el bloque y el plano pueden moverse conjuntamente ya que en este caso A' es mayor.

Un talud de arena, que se comporta como un talud infinito (sección 13.9), sufrirá movimientos muy semejantes a los de un bloque sobre un plano. La Fig. 15.18 señala un desplazamiento relativo hacia abajo cada vez que la aceleración hacia arriba supera a la correspondiente a la resistencia al corte máxima. Los resultados de pruebas de

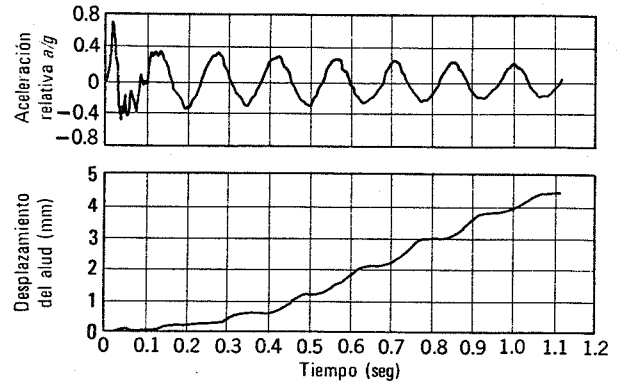
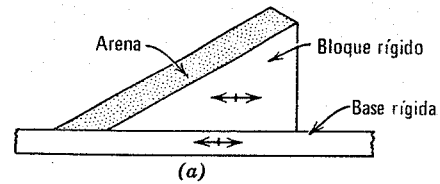


Fig. 15.18. Desplazamiento de un talud arenoso sometido a cargas dinámicas. a) Disposición esquemática de la capa de arena para la prueba de sacudidas. b) Aceleración y desplazamiento del talud bajo las sacudidas. Arena de Monterrey No. 20. Talud de 31° . (Según Goodman y Seed, 1966).

este tipo confirman lo correcto de la teoría para un material de resistencia constante, en el que se requiera muy pequeña deformación para movilizar dicha resistencia.

Este método de cálculo ha sido desarrollado con detalle por Newmark (1965), quien ha indicado métodos para calcular el máximo desplazamiento hacia abajo durante movimientos típicos producidos por terremotos. El método puede aplicarse de forma aproximada a taludes de otros materiales distintos de la arena. La aplicación del método se comentará más adelante en la sección 31.8.

15.4 RESUMEN DE PUNTOS PRINCIPALES

El concepto fundamental a retener de este capítulo es el papel de la inercia modificando los esfuerzos y desplazamientos en procesos de carga dinámica. Este papel se ha ilustrado mediante problemas relativamente sencillos. Se han indicado algunos métodos útiles para ciertos problemas prácticos aunque en este capítulo sólo se ha pretendido presentar el tema complejo y cada vez más importante de la dinámica del suelo.

A. W. SKEMPTON



El Dr. Skempton nació en Northampton, Inglaterra, en 1914, y estudió en la Northampton School y en el Imperial College de la Universidad de Londres, donde se graduó como B.Sc. (Ingeniería) con los máximos honores en 1935, obteniendo el grado de M.Sc. en 1936. En 1949 se doctoró en el Imperial College.

Desde 1936 hasta 1946 el Dr. Skempton trabajó en la Building Research Station. En 1946 estableció la enseñanza de la mecánica de suelos en el Imperial College. Desde 1957 hasta 1965 el Dr. Skempton fue Presidente de la Sociedad Internacional de Mecánica de Suelos y Cimentaciones. En 1961 fue elegido miembro de la Royal Society. Ha pronunciado una de las conferencias *Rankine*.

El interés del Dr. Skempton ha abarcado una amplia gama de problemas de mecánica de suelos, mecánica de rocas y geología, habiendo realizado además una extensa investigación sobre la historia de la ingeniería civil. El profesor Skempton ha hecho importantes contribuciones a la mecánica de suelos en lo referente a los principios fundamentales de los esfuerzos efectivos, presiones intersticiales en arcillas, capacidad de carga y estabilidad de taludes. El Dr. Skempton ha demostrado repetidas veces su notable habilidad para identificar los factores más importantes de un problema complejo, presentando una clara explicación de los mismos. Bajo su dirección, el Imperial College se ha convertido en uno de los centros más importantes de la mecánica de suelos en el mundo.

PARTE IV

Suelos con agua - Régimen estático o flujo establecido

El agua intersticial influye sobre el comportamiento del suelo de dos maneras: modificando la forma en que las partículas de suelo se asocian para formar el esqueleto mineral (*interacción química*) e influyendo sobre la magnitud de las fuerzas transmitidas a través de dicho esqueleto (*interacción física*). La interacción química se ha estudiado en la Parte II. En la Parte IV, se introducen los conceptos necesarios para comprender la interacción física.

Se consideran específicamente en esta Parte los casos en que las presiones intersticiales en una masa de suelo vienen determinadas por las que existen en los contornos de dicha masa y son independientes de las cargas aplicadas. Estos casos se presentan siempre que las cargas se aplican con suficiente lentitud respecto a la velocidad de consolidación y en un cierto instante (suficientemente largo respecto al tiempo de consolidación) después de una aplicación rápida de carga. Los casos en los que las presiones intersticiales están influidas por las cargas se estudiarán en la Parte V.

CAPITULO 16

El concepto de esfuerzo efectivo

Nuestra visión intuitiva del comportamiento del suelo en el capítulo 2 ya nos llamó la atención sobre este hecho: El comportamiento de una masa de suelo depende de la diferencia entre el esfuerzo total y la presión intersticial. En el presente capítulo se estudia este concepto, uno de los fundamentales de la mecánica de suelos.

16.1 ESFUERZOS EN EL TERRENO

En el capítulo 8 se daban las ecuaciones para determinar las presiones verticales geostáticas en un suelo seco. Las mismas ecuaciones se pueden utilizar también para determinar la presión geostática vertical *total* de un suelo húmedo. El peso específico del suelo que contribuye a estas presiones totales es por supuesto, el total, y las ecuaciones correspondientes a las 8.2 a 8.4 se transforma respectivamente en

$$\sigma_v = z\gamma_t \quad (16.1)$$

$$\sigma_v = \int_0^z \gamma_t dz \quad (16.2)$$

$$\sigma_v = \sum \gamma_t \Delta z \quad (16.3)$$

La Fig. 16.1 muestra el mismo caso de la Fig. 15.1 con la diferencia de que ahora el suelo está saturado con agua estática. El nivel para el cual la presión del agua intersticial es la atmosférica (es decir presión manométrica nula) se denomina *nivel freático* representándose por ∇ , y la profundidad desde este nivel hasta el elemento *A* es Z_w . Para el caso de la Fig. 16.1 además de las presiones o esfuerzos σ_v y σ_h existen también las presiones de agua vertical u_v y horizontal u_h . Como u_v y u_h se miden al mismo nivel en nuestro elemento infinitamente pequeño y como el agua no puede soportar esfuerzos de corte estáticos,

$$u_v = u_h = u$$

$$u = z_w \gamma_w \quad (16.4)$$

16.2 PRINCIPIO DE ESFUERZOS EFECTIVOS

Perpendicularmente a un plano cualquiera que pasa por el elemento *A* del terreno (Fig. 16.1) existe un esfuerzo total σ y una presión intersticial o de poro u . Definamos

ahora¹ el esfuerzo efectivo como el valor del esfuerzo total σ menos la presión intersticial u :

$$\bar{\sigma} = \sigma - u \quad (16.5)$$

$$\bar{\sigma}_v = \sigma_v - u \quad (16.5a)$$

$$\bar{\sigma}_h = \sigma_h - u \quad (16.5b)$$

La ecuación 16.5 expresa la *definición del esfuerzo efectivo*.

El coeficiente de presión lateral se basa realmente en los esfuerzos o presiones *efectivas* en lugar de en las totales; así pues

$$K = \frac{\bar{\sigma}_h}{\bar{\sigma}_v} \quad (16.6)$$

Como se indica en la Fig. 16.1 el esfuerzo total σ actúa sobre toda la superficie considerada, es decir a^2 en el caso del elemento *A*, mientras que la presión intersticial actúa sobre el área en que existe agua en contacto con la superficie total considerada, o sea, el área total menos la superficie de los contactos minerales. El esfuerzo efectivo vale aproximadamente la fuerza transmitida por el esqueleto mineral dividida por el área total de la superficie.

Se puede razonar intuitivamente que el esfuerzo efectivo estará relacionado más directamente con el comportamiento del suelo que el esfuerzo total o la presión intersticial. Por ejemplo, un aumento del esfuerzo efectivo producirá un reajuste de las partículas de suelo pasando a una agrupación más compacta; sin embargo, un aumento análogo del esfuerzo total o de la presión intersticial, manteniendo constante el esfuerzo efectivo producirá lógicamente un efecto escaso o nulo sobre la compacidad de las partículas. Esta hipótesis viene apoyada por una cantidad considerable de datos experimentales.

La definición de esfuerzo efectivo y el hecho de que éste está relacionado con el comportamiento del suelo se

¹ En este libro el esfuerzo efectivo se indicará mediante una raya horizontal sobre el símbolo correspondiente al esfuerzo, por ejemplo, $\bar{\sigma}$. También se utiliza la prima para indicar esfuerzos efectivos: σ' .

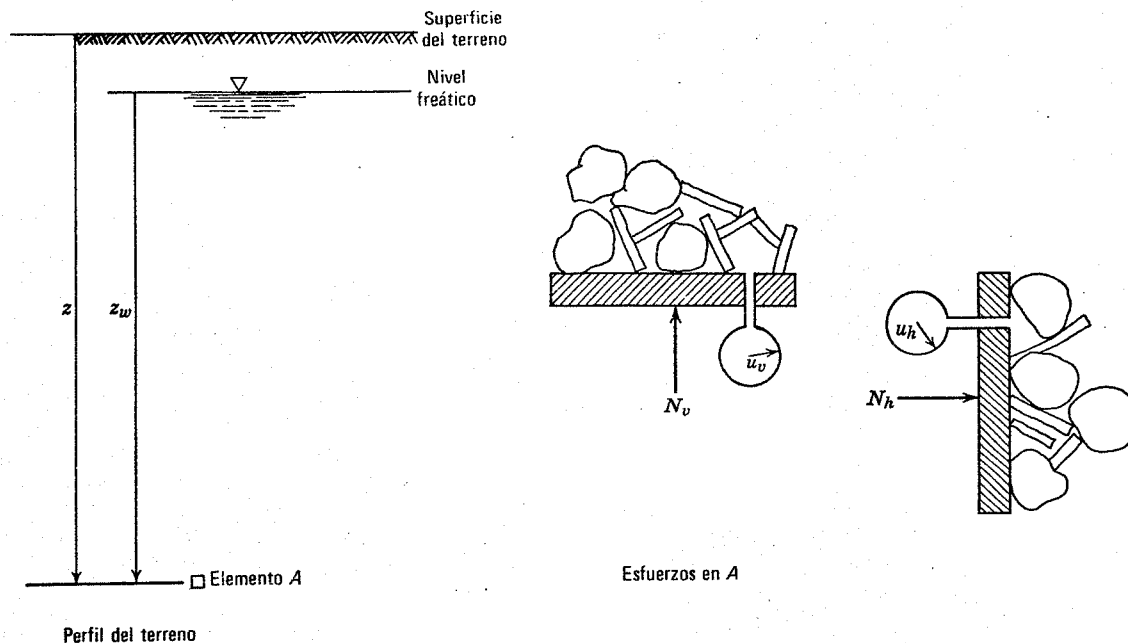


Fig. 16.1. Esfuerzos en el terreno.

combinan para establecer el *principio de esfuerzos efectivos* que pueden plantearse de la forma siguiente:

1. El esfuerzo efectivo es igual al esfuerzo total menos la presión intersticial.
2. El esfuerzo efectivo controla ciertos aspectos del comportamiento del suelo, principalmente la consolidación y la resistencia.

En este capítulo nos referiremos al primer aspecto del principio de esfuerzos efectivos y en otros capítulos de este libro se tratará extensamente del segundo aspecto.

El cálculo y representación de los esfuerzos efectivos en un perfil del terreno se ilustra en el ejemplo 16.1. A continuación se señalan diversas características del cálculo y representación de estos esfuerzos:

1. Utilizando como unidades metros y toneladas métricas y escalas de esfuerzos y longitudes numéricamente iguales, la representación de la presión hidrostática con la profundidad es una línea recta con una pendiente de 45° respecto a la horizontal.
2. $p = \bar{p} + u$
3. q puede calcularse a partir de los esfuerzos totales o de los efectivos.

$$q = \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} = \frac{(\bar{\sigma}_v + u) - (\bar{\sigma}_h + u)}{2} = \frac{\bar{\sigma}_v - \bar{\sigma}_h}{2}$$

4. El coeficiente de presión lateral (ecuaciones 8.5 y 16.6) hace referencia a los *esfuerzos efectivos* y no a los totales (las trayectorias de esfuerzos que aparecen en la Fig. 8.11c corresponden de hecho a esfuerzos efectivos. Para el caso especial de presión

intersticial nula —el caso de la Fig. 8.11— las trayectorias de esfuerzos sirven también para esfuerzos totales).

16.3 INTERPRETACION FISICA DE LA ECUACION DEL ESFUERZO EFECTIVO

En la sección 16.2 se definió el esfuerzo efectivo (ecuación 16.5) como la diferencia entre el esfuerzo total y la presión intersticial. Aunque esta expresión basta para resolver la mayor parte de los problemas de mecánica de suelos, la interpretación física de esta ecuación puede ayudar a comprender el comportamiento de un suelo. En esta sección se hace un desarrollo de tipo físico de la ecuación del esfuerzo efectivo.

La Fig. 16.2 considera a escala submicroscópica una superficie horizontal trazada en un suelo a una profundidad determinada. Un plano horizontal real atraviesa muchas partículas minerales como se indica en la Fig. 16.2b que es análoga a la Fig. 8.2. Como se comentó ampliamente en capítulos anteriores de este libro, en la consideración de los esfuerzos y de la resistencia al corte de un suelo tiene mayor importancia el estado de esfuerzos en los contactos entre partículas que los esfuerzos en el interior de las mismas. Por tanto, nos interesaremos realmente en una superficie “horizontal” que pase por los puntos de contacto. Esta superficie se denominará “plano ondulado”. Como se indica en la Fig. 16.2c el contacto mineral-mineral en el plano ondulado es una pequeña fracción del área total.

La Fig. 5.1 mostraba el contacto medio entre partículas en una masa de suelo representando el total del plano ondulado. Un elemento $d.d$ corresponde a una célula unidad de un cristal; de hecho es la unidad básica. Esta condición es general ya que incluye todas las caras de

contacto posible: mineral-mineral, aire-mineral, agua-mineral, agua-agua, aire-aire y aire-agua. Las fuerzas que actúan sobre las partículas se han representado en la Fig. 5.1 y definido en el capítulo 5. Las fuerzas transmitidas a través de la superficie serán iguales al esfuerzo multiplicado por el área:

$$\sigma dd = F_m + F_a + F_w + R' - A'$$

ó

$$\sigma dd = \bar{\sigma} A_m + u_a A_a + u_w A_w + R' - A'$$

siendo

$$F_m = \bar{\sigma} A_m, \quad F_a = u_a A_a, \quad F_w = u_w A_w$$

ó

$$\sigma = \bar{\sigma} a_m + u_a a_a + u_w a_w + R - A \quad (16.7)$$

donde

$$a_m = \frac{A_m}{d \cdot d}, \quad a_a = \frac{A_a}{d \cdot d}, \quad a_w = \frac{A_w}{d \cdot d},$$

$$R = \frac{R'}{d \cdot d}, \quad A = \frac{A'}{d \cdot d}$$

La ecuación 16.7 es una relación estáticamente correcta para los esfuerzos que actúan normalmente a un plano cualquiera. Las limitaciones para el empleo de esta ecuación radican en la estimación de sus términos. Examinémoslas a continuación.

En suelos granulares, la presión de contacto $\bar{\sigma}$ suele ser muy elevada y el área de contacto muy pequeña. La Fig.

5.16 indicaba para $\bar{\sigma}$ un valor de 3.40 kg/cm² para σ igual a 4.13 kg/cm². Las presiones de contacto en suelos granulares muy cargados pueden ser superiores a la resistencia de las partículas la cual puede llegar hasta 80.000 kg/cm². Los estudios experimentales indican valores de a_m para suelos granulares generalmente inferiores a 0.03 y probablemente menores de 0.01 (ver Bishop y Eldin, 1950). Por otro lado, en la montmorillonita $\bar{\sigma}$ y a_m pueden ser ambas nulas (ver el capítulo 5).

En un suelo saturado los términos u_a y a_a son nulos y $a_m + a_w = 1$. El valor de a_w varía, por tanto, de 0.97 a 1.00. El valor de u_w a introducir en la ecuación 16.7 es la presión intersticial medida por una bureta o un manómetro. Específicamente, u_w es la presión del fluido en el punto 2 de la Fig. 16.3, medida por un tubo piezométrico colocado en dicho punto y lleno de un fluido de la misma composición y a la misma temperatura que el existente en el punto 2. En el equilibrio la presión del fluido de esta composición es la misma en todo el sistema; si así no fuera, el agua fluiría para equilibrar cualquier diferencia de presión. Sin embargo, como se dijo en el capítulo 5, existe una gran diferencia en la concentración de cationes entre los puntos 2 y 1. Así pues, además de la presión intersticial medida en el punto 2, existe en el punto 1 una presión (que puede considerarse como presión parcial catiónica) debida a la mayor concentración de cationes en el punto 1. En otras palabras, se puede considerar que las presiones totales del fluido en los puntos 1 y 2 difieren en una magnitud igual a la presión parcial de los cationes en exceso en el punto 1. Esta diferencia en la presión

► Ejemplo 16.1

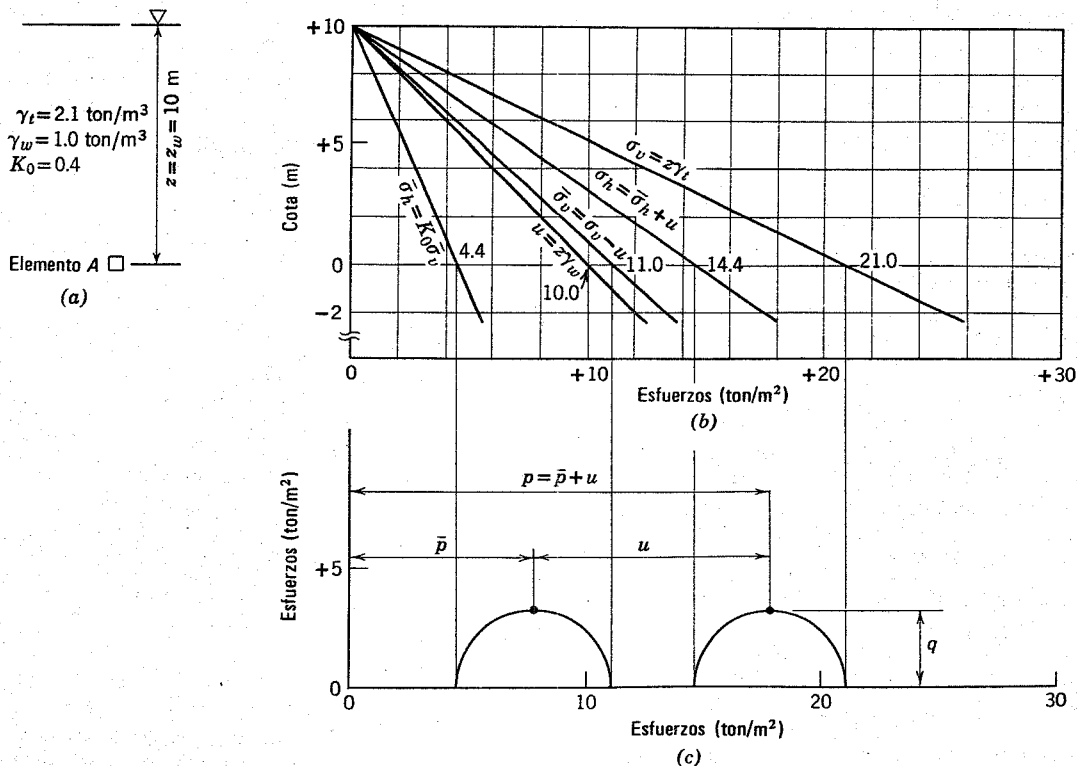


Fig. E16.1. Esfuerzos en el terreno. a) Perfil del terreno. b) Esfuerzos a diferentes profundidades. c) Esfuerzos en A.

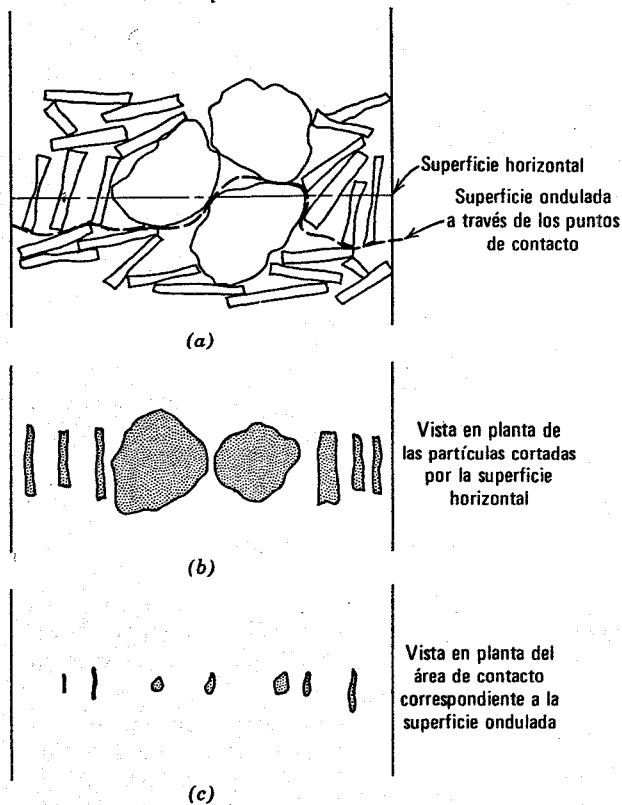


Fig. 16.2. Superficie de contacto.

total del fluido, “presión osmótica”, entre los puntos 2 y 1 es numéricamente igual a la repulsión eléctrica entre partículas. Es decir, la presión repulsiva eléctrica R más la presión intersticial u_w constituyen la presión total del fluido que existe en el plano medio entre partículas adyacentes. La naturaleza de las fuerzas eléctricas entre las partículas de suelo ya se ha estudiado en capítulos anteriores.

Como hemos dicho, la ecuación 16.7 es una expresión general y correcta de los esfuerzos de equilibrio que actúan normalmente a un plano dado. Para ciertos sistemas de suelos o para sistemas en los que puede estar justificado hacer aproximaciones, existen casos especiales de la ecuación 16.7. Por ejemplo, son casos especiales de este tipo:

1. Suelo saturado

$$\sigma = \bar{\sigma}a_m + u_w a_w + R - A \quad (16.8)$$

2. Suelo saturado sin contacto mineral-mineral:

$$\sigma = u_w + R - A \quad (16.9)$$

3. Suelo saturado sin $R-A$ neta

$$\sigma = \bar{\sigma}a_m + u_w a_w \quad (16.10)$$

ó

$$\sigma = \bar{\sigma}a_m + u_w(1 - a_m) \quad (16.10a)$$

La ecuación 16.8 corresponde a un suelo saturado; la ecuación 16.9 sirve para sistemas muy plásticos y disper-

sos como la montmorilonita (Fig. 5.16b); la ecuación 16.10a se aplica a suelos granulares.

Basándonos en lo expuesto podemos encontrar como mínimo dos casos en los que se pueden visualizar físicamente los esfuerzos efectivos en un suelo saturado:

1. Para el caso de inexistencia de contacto mineral-mineral:

$$\bar{\sigma} = R - A \quad (16.11)$$

2. Para el caso de no existir $R-A$ neta:

$$\bar{\sigma} = (\bar{\sigma} - u_w)a_m \quad (16.12)$$

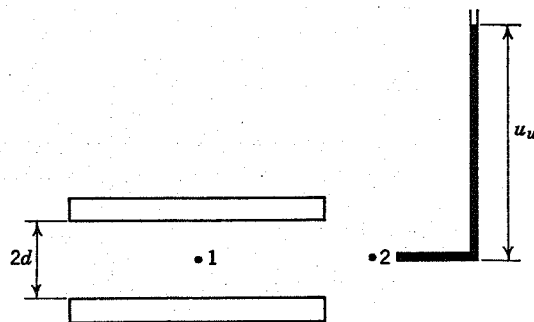
y como $\bar{\sigma}$ es muy grande

$$\bar{\sigma} \approx \bar{\sigma}a_m \quad (16.12a)$$

En otras palabras, en una arcilla muy plástica, saturada y dispersa, el esfuerzo efectivo es la carga eléctrica neta transmitida entre las partículas y en un suelo granular con un elevado grado de saturación el esfuerzo efectivo es aproximadamente igual a la presión de contacto multiplicada por el área de contacto.

Lo expuesto nos ayuda a comprender por qué el esfuerzo efectivo está *intimamente relacionado* con el esfuerzo transmitido por el esqueleto mineral. Por esta razón, $\bar{\sigma}$ se suele denominar a menudo *esfuerzo intergranular*. Estos argumentos físicos detallados están en cierto desacuerdo en cuanto a la *exacta* relación entre los esfuerzos en el esqueleto mineral y los esfuerzos efectivos (ver por ejemplo, Skempton, 1961). Sea de ello lo que fuere, $\bar{\sigma}$ (definida por la ecuación 16.5), ha servido de base para la interpretación del comportamiento del suelo.

Volviendo ahora a la ecuación 16.7, consideramos un suelo parcialmente saturado. Si el aire de un suelo parcialmente saturado está en forma de burbujas, son aplicables los comentarios anteriores sobre suelos saturados ya que



$$u_1 - u_2 = \text{presión osmótica} = R$$

$$R = R_g T(n_1 - n_2)$$

donde

- R_1 = constante de los gases
- T = temperatura absoluta
- n_1 = concentración de iones en 1
- n_2 = concentración de iones en 2

Fig. 16.3. Presión intersticial o de poro.

podemos hacer pasar nuestro plano ondulado en torno a las burbujas, evitando que exista aire en la superficie de contacto. Sin embargo, si existen canales de aire como los indicados en la Fig. 5.1, debe tenerse en cuenta este aire en la ecuación de fuerzas.

Definamos el esfuerzo efectivo en un suelo parcialmente saturado como

$$\bar{\sigma} = \sigma - u^* \quad (16.13)$$

donde u^* es una presión intersticial equivalente y

$$u^* = u_a a_a + u_w a_w \quad (16.14)$$

como

$$a_m \approx 0, \quad a_a + a_w \approx 1$$

y

$$u^* \approx u_a + a_w(u_w - u_a) \quad (16.15)$$

y

$$\bar{\sigma} = \sigma - u_a + a_w(u_a - u_w) \quad (16.16)$$

la ecuación 16.16 es la del esfuerzo efectivo en suelos parcialmente saturados, propuesta por Bishop y Col. (1961).

En general, el principio de esfuerzos efectivos es claramente aplicable a suelos saturados. Se requiere una mayor investigación para conocer si la ecuación 16.16 es realmente útil para la interpretación detallada del comportamiento de los suelos parcialmente saturados.

16.4 CAPILARIDAD EN LOS SUELOS

Existe una gran evidencia de que una superficie líquida resiste tensiones* debido a la atracción superficial entre moléculas adyacentes. Esta atracción viene medida por la tensión superficial, una propiedad constante de cualquier líquido puro en contacto con otro líquido o con un gas a una cierta temperatura. Un ejemplo de esta evidencia es el hecho de que el agua puede ascender y mantenerse por encima del nivel de presión atmosférica en un tubo muy fino o tubo capilar. Este fenómeno se denomina comúnmente *capilaridad*.

La capilaridad permite que un suelo seco succione agua a niveles por encima del freático; también da lugar a que un suelo drenante retenga agua por encima del nivel freático. La altura de la columna de agua que un suelo puede mantener de esta forma se denomina altura o *carga capilar* y es inversamente proporcional al tamaño de los poros del suelo en el contacto aire-agua². Como cualquier suelo tiene un número casi infinito de poros, puede existir un número casi infinito de alturas capilares. En otras palabras, la altura de la columna de agua que puede mantenerse depende del tamaño eficaz de los poros. No existe por tanto una altura capilar única para un suelo; la capi-

² La altura de ascenso en un tubo capilar h_c es

$$h_c = \frac{2T_s}{R\gamma} \cos \alpha$$

donde γ = peso específico del líquido

T_s = tensión superficial del líquido

α = ángulo de contacto entre el líquido y el tubo

R = radio del tubo

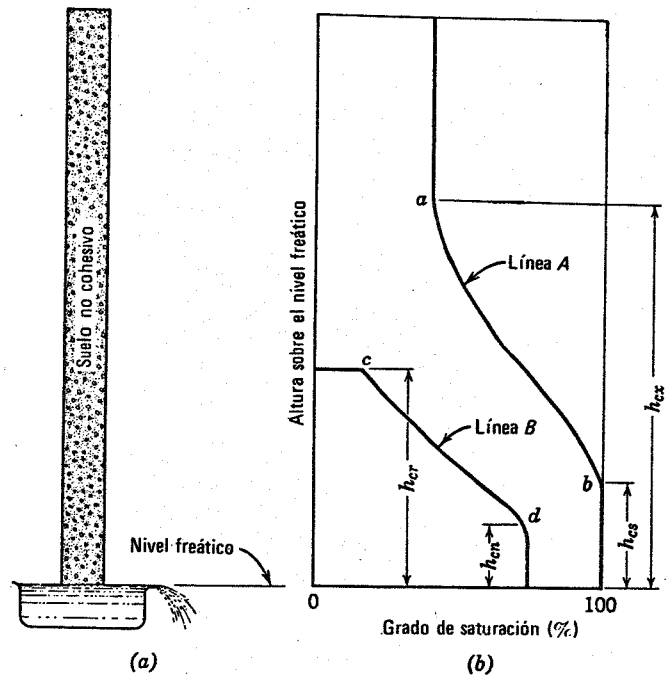


Fig. 16.4. Alturas capilares en un suelo.

laridad queda comprendida entre valores límites que pueden explicarse mediante el dispositivo de la Fig. 16.4.

La Fig. 16.4a muestra una columna de suelo no cohesivo; en la parte (b) se ha representado un diagrama de la variación del grado de saturación con la distancia por encima del nivel freático. Si la columna de suelo estuviera inicialmente saturada y se permitiera su drenaje hasta alcanzar un estado estático, la distribución de humedad vendría representada por la línea A. Si, por otro lado, se coloca la columna de suelo sobre el depósito de agua, la línea B representará la distribución de la humedad de equilibrio³. Las líneas A y B representan los dos casos límites de distribución de humedad capilar en la columna de suelo indicada.

Resulta lógico suponer que el punto a de la curva de drenaje (Fig. 16.4) sea el nivel máximo hasta el que podrá existir un canal continuo de agua por encima de la superficie de agua libre. Por tanto, esta distancia se toma como *altura capilar máxima* h_{ex} . Otro punto crítico de la curva del grado de saturación para un suelo drenante es la altura máxima para la cual existe una saturación completa (punto b, Fig. 16.4). La distancia desde la superficie libre del agua hasta este punto se denomina *altura de saturación capilar* h_{cs} .

En la curva que representa el ascenso capilar existen también dos puntos críticos. La distancia desde la superficie libre del agua hasta el punto máximo a que puede ascender el agua capilar (punto c, Fig. 16.4) se denomina *ascenso capilar*, h_{cr} . La distancia desde la superficie del agua libre a la máxima altura para la que existe saturación

³ Los tiempos necesarios para alcanzar el equilibrio dependen mucho del tipo de suelo. Generalmente se requieren tiempos muy largos para llegar a la línea B.

completa (punto *d*, Fig. 16.4) se denomina *altura capilar mínima* h_{cn} .

Las cuatro alturas capilares indicadas constituyen límites de la posible gama que puede presentar un suelo. Cualquier altura capilar asociada con el drenaje de un suelo estará comprendida entre h_{cx} y h_{cs} , y la asociada con el ascenso capilar será intermedia entre h_{cr} y h_{cn} . Como el tamaño de los poros y el contacto aire-agua determinan la altura capilar, es razonable suponer, en el caso de una columna de agua descendente, que un pequeño poro puede desarrollar un mecanismo capaz de soportar el agua en poros más grandes situados bajo su nivel, aunque no pueda hacer ascender el agua a través de estos huecos mayores. Se puede esperar por tanto que h_{cx} sea mayor que h_{cr} , y que h_{cs} supere a h_{cn} .

Entre los dos extremos h_{cx} y h_{cn} existen múltiples alturas capilares. La altura capilar efectiva en los casos en que existe capilaridad dependerá de cada problema particular, pero estará comprendida en la gama de alturas arriba descritas. Para comparar diversos suelos y en ciertos problemas de drenaje, es de gran valor la altura capilar de saturación h_s . Además esta altura se mide con bastante facilidad.

La Tabla 16.1 presenta datos obtenidos por Lane y Washburn (1946) que indican la gama de alturas capilares en suelos no cohesivos.

Tabla 16.1 Cargas capilares

Suelo	Tamaño de las partículas D_{10} (mm)	Relación de vacíos	Carga capilar (cm)	
			h_{cr}	h_{cs}
Grava gruesa	0.82	0.27	5.4	6.0
Grava arenosa	0.20	0.45	28.4	20.0
Grava fina	0.30	0.29	19.5	20.0
Grava limosa	0.06	0.45	106.0	68.0
Arena gruesa	0.11	0.27	82.0	60.0
Arena media	0.02	0.48–0.66	239.6	120.0
Arena fina	0.03	0.36	165.5	112.0
Limo	0.006	0.95–0.93	359.2	180.0

Según Lane y Washburn, 1946.

Es un concepto esencial el hecho de que el agua capilar se mantenga a una presión absoluta inferior a la atmosférica, es decir, a una presión manométrica negativa. Para aclarar este concepto consideremos la presión del agua intersticial en dos puntos de la columna de suelo de la Fig. 16.5. En esos puntos, 1 y 2, se han colocado los tubos piezométricos indicados. En los extremos abiertos de ambos tubos el nivel del agua coincide con el freático;

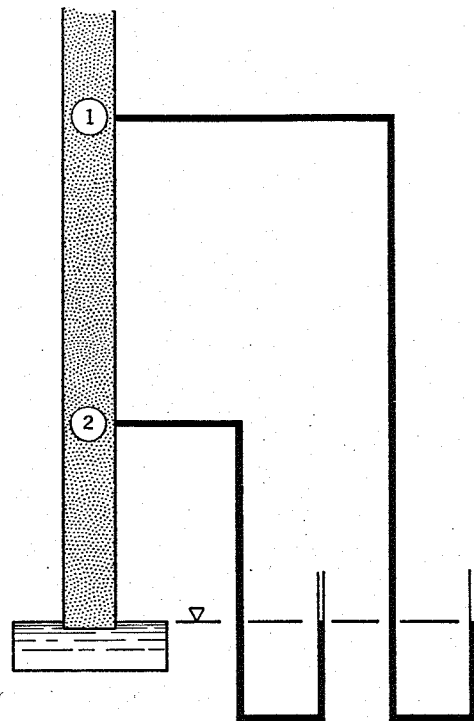


Fig. 16.5. Presiones en el agua capilar.

por tanto, la presión intersticial en el punto 1 es negativa y numéricamente igual a la distancia vertical desde el nivel freático hasta el punto 1 multiplicada por el peso específico del agua y la presión intersticial en el punto 2 es también negativa e igual a la distancia vertical desde el punto 2 al nivel freático multiplicada por el peso específico del agua.

El que la columna de suelo de la Fig. 16.5 esté inicialmente seca y después se sumerja en agua o esté inicialmente saturada y se deje drenar no tiene influencia sobre la presión intersticial en un punto determinado. La presión intersticial a cualquier nivel de la columna es igual a la altura de ese punto sobre el nivel freático multiplicada por el peso específico del agua, siempre que exista continuidad en el agua estática.

La Fig. 16.4 muestra que no existe una relación única entre el grado de saturación y la altura sobre el nivel freático; esta relación depende de la historia del suelo. La Fig. 16.5 indica que, para el equilibrio estático (y canales continuos de agua) la presión intersticial en un punto cualquiera es exactamente igual a la altura de dicho punto sobre el nivel freático multiplicada por el peso específico del agua, cualquiera que sea el grado de saturación. Combinando ambos hechos se llega a la conclusión de que la presión intersticial no es una función única del grado de saturación sino que también depende de la historia de la muestra de suelo.

16.5 CALCULO DEL ESFUERZO EFECTIVO EN EL CASO DE AGUA FREATICA ESTATICA

El ejemplo 16.1 muestra el cálculo de las presiones verticales en un terreno ideal. El ejemplo 16.2 desarrolla el cálculo para un terreno real, una zona industrial de Kawa-

saki, Japón. Debajo de 15 m de arena y limo se encuentran tres estratos de arcillas sedimentarias depositadas recientemente. Estas tres arcillas están compuestas de los mismos minerales pero se han depositado bajo condiciones geológicas ligeramente diferentes y, por tanto, tienen distintas propiedades mecánicas. Debajo de estos estratos arcillosos existe una capa de arena compacta, limpia.

Se construyó un muro en torno al recinto y se dragó un canal con objeto de que los petroleros pudieran atracar en un dique de orientación normal a muro. El plan de desarrollo de la zona prevé la construcción de un cierto número de depósitos de almacenamiento próximos al canal. En el diagrama se muestra uno de estos depósitos que tiene 30 m de diámetro, 13.80 m de altura y una capacidad nominal de almacenamiento de 10,000 m³. La construcción prevista plantea problemas de estabilidad y asentamiento que deben estudiarse. El factor de seguridad respecto a la falla del suelo situado bajo el depósito debe ser adecuado y debe calcularse el asentamiento del depósito con objeto de tenerlo en cuenta para las juntas y conexiones de las tuberías. Como demostraremos más adelante, una primera fase esencial del cálculo de estabilidad y de los asentamientos es la determinación de la presión o esfuerzo efectivo que existe en el terreno antes de realizar la obra.

En el diagrama se incluyen los gráficos de variación de la presión total vertical σ_v , de la presión intersticial u y de la presión efectiva vertical $\bar{\sigma}_v$, a diferentes niveles. Las presiones entre las cotas +4.0 y +3.3 se han deducido suponiendo saturación y capilaridad completas.

La presión intersticial representada corresponde al caso de régimen estático y nivel freático a la cota +3.3. Como nivel freático se tomó aquél al que llegaba el agua en los pozos abiertos en la arena limosa o en los sondeos⁴. La hipótesis de agua freática estática es muy común, aunque no siempre correcta, especialmente en un lugar como Kawasaki en el que ha existido una colocación reciente de rellenos. Además, en la zona de Kawasaki se han perforado pozos hasta el estrato arenoso profundo con objeto de obtener agua para usos industriales. Debido al reciente relleno y al bombeo en los pozos de la zona, debe mirarse con prevención el diagrama de presiones intersticiales y el de presiones efectivas con él relacionado. Por esta razón, se colocaron medidores de presión (piezómetros $P1$ a $P6$) a las cotas indicadas.

Si los piezómetros hubieran señalado que la presión intersticial era de hecho igual a la distancia desde el aparato al nivel freático multiplicada por el peso específico del agua, serían correctos los diagramas de presiones intersticiales y efectivas indicadas en el ejemplo 16.2. Sin embargo, existe una desviación considerable entre la presión intersticial real y el diagrama estático, siendo la hipótesis hidrostática bastante incorrecta para la zona de Kawasaki. Las medidas de la presión intersticial real se indican en el capítulo 17, donde se discuten los detalles de cálculo de las presiones intersticiales efectivas correctas. El ejemplo 16.2 muestra cómo se determina el diagrama de presiones intersticiales para un caso estático.

El incremento de la presión total $\Delta\sigma_v$ se obtuvo multiplicando el espesor del estrato por el peso específico del suelo. Como peso específico total se utilizó para este cálculo el valor medio correspondiente al estrato. El hecho de que sólo se dé una relación de vacíos y un peso específico para cada estrato no debe llevarnos a la conclusión de suponer que estos valores son constantes en todo el estrato. La Fig. E16.2-2 presenta los resultados de una prueba edométrica realizada con una muestra⁵ de la arcilla II. Este diagrama, que relaciona la presión efectiva en escala logarítmica con la relación de vacíos, es una línea recta. Como se advierte en el diagrama, el peso específico total de la arcilla II varía realmente desde 1.49 ton/m³ en la parte superior del estrato arcilloso a 1.51 en la base, variación muy pequeña. La adopción de 1.50 como peso específico total de todo el estrato es, por tanto, aceptable. Sin embargo, si la variación real de presiones efectivas de 7.5 ton/m² se hubiera producido al pasar de 2.0 a 9.5 en lugar de 19.6 a 27.2 la variación de la relación de vacíos habría sido de 0.67 en lugar de 0.15. En otras palabras, debemos tener presente que, en general, las variaciones de la relación de vacíos son mucho mayores, para un incremento de presión determinado, a un nivel de presiones muy bajo que a un nivel elevado. Cuando existe una reducción notable de la relación de vacíos con la profundidad en un estrato determinado, la representación de las presiones totales en función de la profundidad no resultará una línea recta, sino más bien una curva, con un gran incremento de presiones totales para una variación determinada de cota al avanzar en profundidad. En tal caso, el estrato de arcilla puede dividirse en varias capas, determinando la construcción de cada una de ellas a la presión total.

El ejemplo 16.3 muestra el cálculo de las presiones en un suelo no saturado. Se parte de una columna de arena fina uniforme, de porosidad constante. El suelo estaba inicialmente saturado, permitiendo después su drenaje con el nivel freático mantenido a la cota cero. Después de alcanzar el equilibrio estático se realizan medidas del grado de saturación en diversos puntos de la arena, dibujando un gráfico que relaciona el porcentaje de saturación con la altura de la cota. A la derecha de la figura se han representado las diversas presiones correspondientes a cada cota.

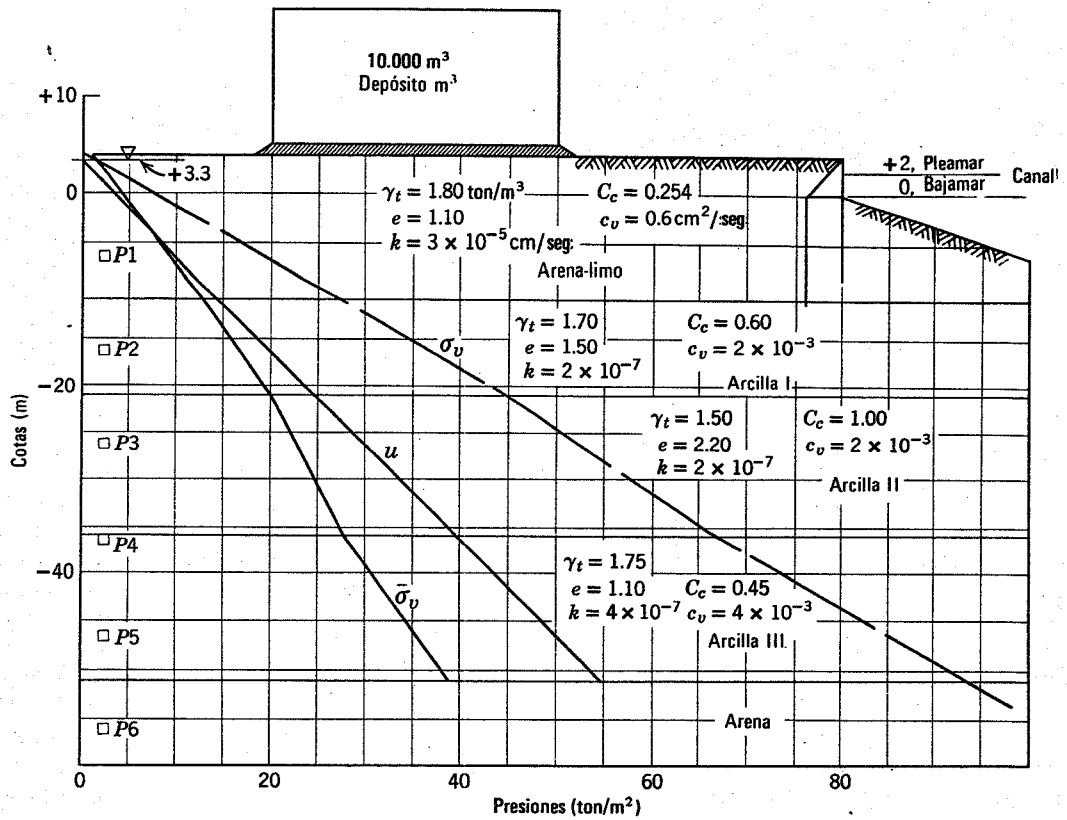
El diagrama altura-presión intersticial es una línea recta que arranca de cero en el nivel freático, cota 0, hasta -180 gr/cm² a la cota 180 cm. La presión vertical total σ_v es el peso total de suelo y agua por unidad de superficie, por encima del punto en cuestión. Como el grado de saturación varía con la cota, el peso específico total del suelo también varía, y el diagrama de presiones totales no es una línea recta.

En el extremo de la derecha se ha representado la diferencia entre la presión total y la presión intersticial. Se obtuvo simplemente restando la presión intersticial de la presión total; como la presión intersticial es negativa en todos los puntos, el valor numérico de la presión intersticial se sumó al de la presión total. También se indica en el gráfico la curva $\sigma - (S/100)u_w$, es decir, la presión

⁴ Debe esperarse hasta que el nivel del agua se quede estacionario para obtener por este método la superficie freática correcta.

⁵ La curva $e - \log \bar{\sigma}_v$ se ha prolongado hasta la zona de esfuerzos pequeños.

► Ejemplo 16.2



Elevación	Suelo	γ_t	Δz	$\Delta \sigma_v$	σ_v	u	$\bar{\sigma}_v$
+4.0					0	-0.7	0.7
	Arena-Limo	1.80	0.7	1.3			
+3.3					1.3	0	1.3
	Arena-Limo	1.80	14.3	25.7			
-11					27.0	14.3	12.7
	Arcilla I	1.70	10	17.0			
-21					44.0	24.3	19.7
	Arcilla II	1.50	15	22.5			
-36					66.5	39.3	27.2
	Arcilla III	1.75	15	26.2			
-51					92.7	54.3	38.4

Fig. E16.2-1. Características del terreno de Kawasaki.

► Ejemplo 16.2 (continuación)

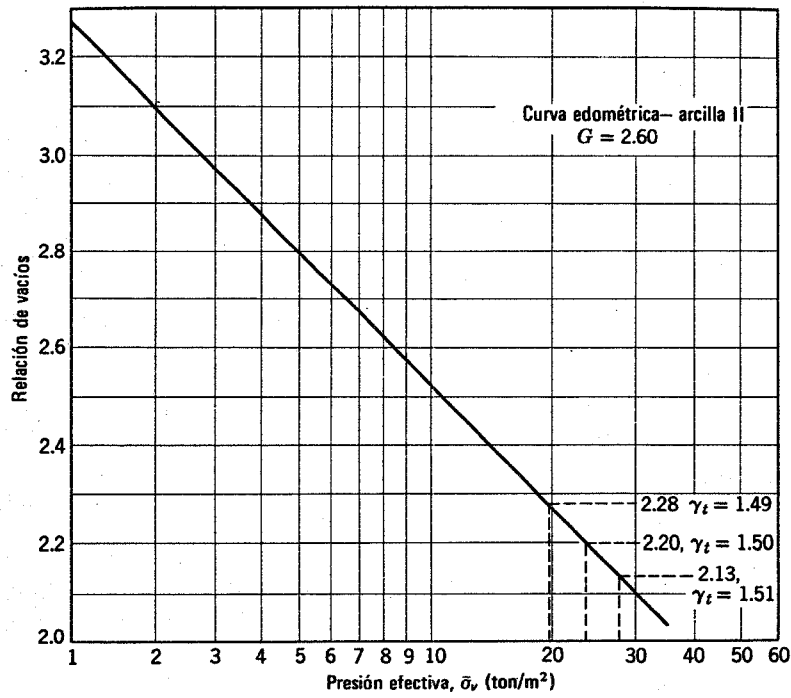


Fig. E16.2-2.

► Ejemplo 16.3

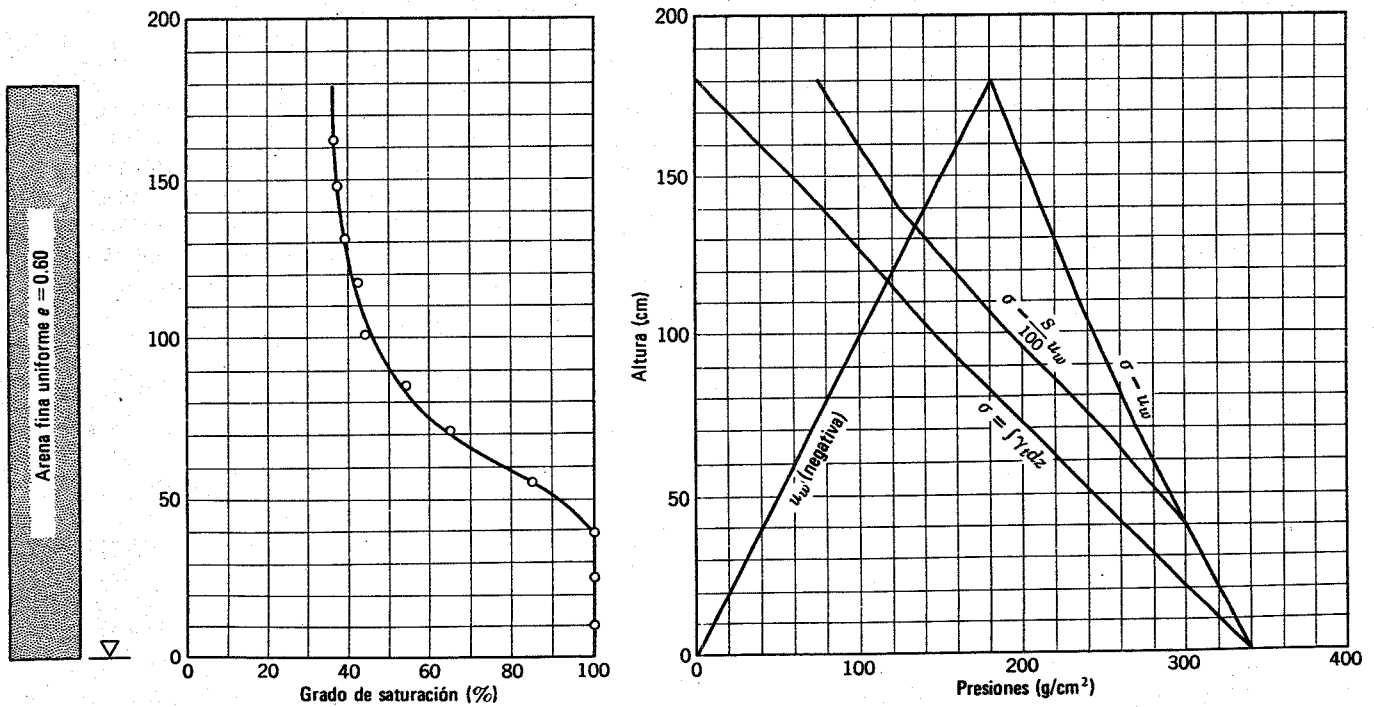


Fig. E16.3. Presiones en un suelo no saturado.

efectiva definida por la ecuación 16.16 con $u_a = 0$ y $a_w = S/100$.

A una cierta altura en una columna de arena fina, como la del ejemplo 16.3, el agua intersticial deja de ser continua. Por falta de continuidad en el agua intersticial, la presión del agua ya no es función única de la altura por encima del nivel freático. El agua puede quedar atrapada en poros situados muy por encima del nivel freático, manteniéndose incluso con presiones positivas.

Como puede advertirse por el ejemplo 16.3 existe una considerable diferencia entre los valores de $\sigma - u_w$ y $\sigma - (S/100)u_w$ por encima de la cota 40. El diagrama $\sigma - (S/100)u_w$ se ajusta más probablemente a las presiones representativas del comportamiento del suelo que el diagrama $\sigma - u_w$.

16.6 RESUMEN DE PUNTOS PRINCIPALES

1. La presión o esfuerzo efectivo se define por
 - a. Suelo saturado.

$$\bar{\sigma} = \sigma - u$$

- b. Suelo parcialmente saturado:

$$\bar{\sigma} \approx \sigma - u_a + a_w(u_a - u_w)$$

2. Para esfuerzos geostáticos y presión intersticial estática:

- a. $\sigma_v = \sum \gamma_t \Delta z$.

- b. $u = z_w \gamma_w$.

- c. $\bar{\sigma}_h = K\bar{\sigma}_v$.

3. En suelos granulares, el esfuerzo efectivo es aproximadamente igual a la presión de contacto multiplicada por la relación entre el área de contacto y el área total.
4. En general, la presión efectiva es esencialmente la fuerza transmitida por el esqueleto mineral, dividida por el área total de la sección.
5. En la zona capilar de humedad continua la presión es negativa y en cada punto es numéricamente igual a la altura de dicho punto sobre el nivel freático multiplicada por el peso específico del agua.

PROBLEMAS

16.1 Para la arcilla del estuario del Tamesis, en la Fig. 17.10 representar σ_v , u y $\bar{\sigma}_v$ en función de la cota, para una profundidad de 12 m. (Compárese el diagrama de $\bar{\sigma}_v$ con el que se da en la Fig. 7.10).

16.2 Con referencia al perfil del terreno del South Bank en la Fig. 17.8. ¿Cuál sería el máximo valor de σ_v a una profundidad de 40 m? :

a. El $\bar{\sigma}_v$ calculado a partir de la presión intersticial estática.

b. El $\bar{\sigma}_v$ calculado a partir de la presión intersticial indicada por el tubo de la Fig. 7.8.

¿Cuál es la magnitud de la diferencia entre los dos valores de $\bar{\sigma}_v$?

16.3 La capa freática, en el ejemplo 16.1, asciende 2 m (por efecto de la marea) mientras que la superficie del terreno permanece constante. Calcúlense los valores de σ_v , $\bar{\sigma}_v$, u , σ_h y $\bar{\sigma}_h$ para el elemento A.

16.4 El área de contacto relativa de la arena situada bajo el centro del depósito a la cota -5 m en el ejemplo 16.2 es 0.1%. Estúdiense la probabilidad de fractura de las partículas de arena al llenar el depósito de agua.

16.5 La altura de la columna de suelo de la Fig. 16.4a es de 2.00 m. El suelo (arena fina) tiene las siguientes propiedades

$$e = 0.473 \text{ (constante con la profundidad)}$$

$$G = 2.69$$

$$a_w = \frac{S}{100\%}$$

$$a_m = 0.05\%$$

Para el caso de drenaje completo (línea A) calcular para el punto a:

$$u_w, \quad u^*, \quad \sigma_v, \quad \bar{\sigma}_v, \quad \bar{\sigma}_v$$

Indicación: La presión del aire es la atmosférica. Supónganse presiones geostáticas.

16.6 Con referencia a la Fig. 5.16b, calcúlese la presión efectiva para una separación entre partículas de 40 Å. La separación se mantiene constante añadiendo sal al agua que envuelve las partículas. La presión efectiva, ¿aumentará o disminuirá? Explíquese por qué.

CAPITULO 17

Flujo unidimensional

17.1 NATURALEZA DEL FLUJO DE FLUIDOS EN LOS SUELOS

En los capítulos 17, 18 y 19 se estudia el flujo* de fluidos (principalmente agua) a través del terreno. El ingeniero debe conocer los principios del flujo de fluidos para resolver los problemas correspondientes a: *a)* la velocidad a que el agua fluye a través del suelo, por ejemplo para determinar el caudal de fugas a través de una presa de tierra, *b)* a la consolidación (por ejemplo para calcular la velocidad de asentamiento de una cimentación) y *c)* la resistencia (por ejemplo para el cálculo de los factores de seguridad de un terraplén). Estos capítulos pretenden resaltar la influencia del flujo sobre el suelo a través del cual se produce; en particular en lo referente a los esfuerzos efectivos.

En general, todos los poros del suelo están conectados con sus vecinos. Los poros aislados son imposibles en una agrupación de esferas, cualquiera que sea la forma de la misma. En los suelos gruesos, gravas, arenas e incluso limos, es difícil imaginar poros aislados. En las arcillas formadas como es habitual por partículas aplanadas, podrían existir un pequeño porcentaje de huecos aislados. Las fotografías con microscopio electrónico de arcillas naturales sugieren, sin embargo, que incluso en los suelos de grano más fino todos los huecos están interconectados.

Como los poros de un suelo están aparentemente comunicados entre sí, el agua puede fluir a través de los suelos naturales más compactos. Así pues, en una columna del suelo, como la que se muestra en la Fig. 17.1, el agua puede circular del punto *A* al *B*. Realmente el agua no sigue en este flujo de *A* a *B* una línea recta a velocidad constante, sino más bien un camino ondulado de un poro a otro, como el representado por la línea continua de la figura. La velocidad del agua que fluye en un punto cualquiera de su trayectoria depende del tamaño del poro y de su posición en el mismo, especialmente de su distancia a la superficie de la partícula de suelo más próxima. Sin embargo, en problemas de ingeniería de suelos el agua puede considerarse que fluye del punto *A* al *B* según una línea recta con una determinada velocidad efectiva.

* Los términos *flujo*, *corriente*, *filtración*, *escurrimiento*, etc. se emplean en diversos países de habla castellana para designar el fenómeno de circulación de agua a través de un suelo. (N.T.)

17.2 LEY DE DARCY

Alrededor de 1850, H. Darcy trabajando en Paris, realizó un experimento clásico. Utilizó un dispositivo semejante al que aparece en la Fig. 17.2 para estudiar las propiedades del flujo del agua a través de un lecho filtrante de arenas. Hizo variar la longitud de la muestra *L* y la presión del agua en las partes superior e inferior de la misma, midiendo el gasto *Q* a través de la arena. Darcy encontró experimentalmente que *Q* era proporcional a $(h_3 - h_4)/L$ y que

$$Q = k \frac{h_3 - h_4}{L} A = kiA \quad (17.1)$$

donde

Q = gasto (descarga)

k = una constante conocida actualmente como coeficiente de permeabilidad de Darcy¹

*h*₃ = altura, sobre el plano de referencia, que alcanza el agua en un tubo colocado a la entrada de la capa filtrante

*h*₄ = altura, sobre el plano de referencia, que alcanza el agua en un tubo colocado a la salida de la capa filtrante

L = longitud de la muestra

A = área total interior de la sección transversal del recipiente que contiene la muestra

$i = \frac{h_3 - h_4}{L}$, el gradiente hidráulico

La ecuación 17.1, conocida como Ley de Darcy, es una de las piedras miliare de la mecánica de suelos. En el siglo en que Darcy realizó su monumental trabajo, la ecuación 17.1 sufrió numerosos exámenes por múltiples investigadores. Estas comprobaciones demostraron que la ley de Darcy es válida para la mayoría de los tipos de

¹ En el capítulo 19 se estudia esta importante propiedad del suelo; la *permeabilidad*. Los valores dados en el capítulo 19 muestran una amplia gama de variación, desde más de 1 cm/seg para la grava hasta menos de 1×10^{-7} cm/seg para la arcilla.

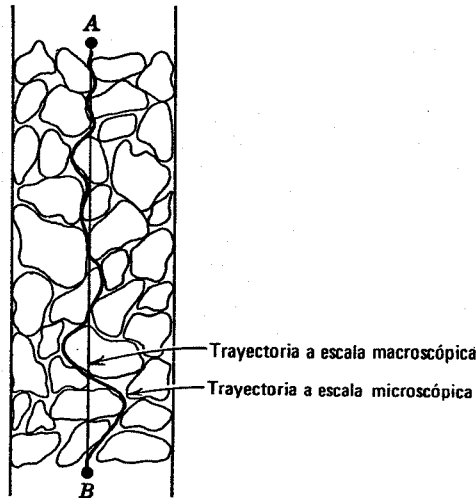


Fig. 17.1. Trayectoria del flujo de agua en un suelo.

flujo de fluidos en los suelos. Para la filtración de líquidos a velocidades muy altas y la de gases a velocidades muy bajas o muy altas, la ley de Darcy deja de ser válida. La validez de la Ley de Darcy se trata más adelante en este capítulo.

17.3 VELOCIDAD DE FLUJO

Volviendo a considerar la velocidad a la que una gota de agua se mueve al filtrarse a través de un suelo se puede comprender el flujo de un fluido. La ecuación 17.1 puede escribirse en la forma:

$$\frac{Q}{A} = ki = v \quad (17.2)$$

Como A es el área total del recipiente en la parte situada por encima del suelo (Fig. 17.2), v es la velocidad del movimiento descendente de una gota de agua desde la posición 1 a la 2. Esta velocidad es numéricamente igual a ki ; por tanto, k puede interpretarse como la velocidad de descarga para un gradiente unidad, es decir, $k = v/i$ ó $k = v$ para un gradiente igual a 1.

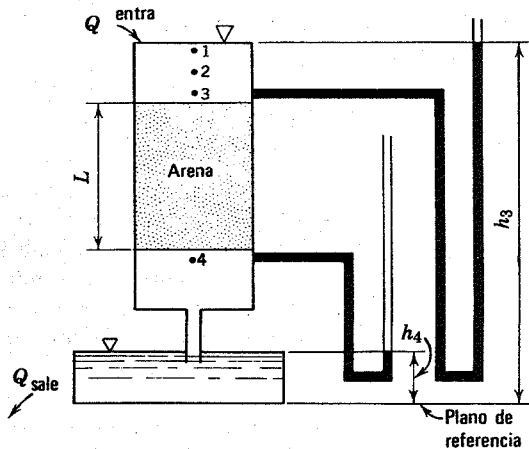


Fig. 17.2. Experimento de Darcy.

De la posición 3 a la 4 (Fig. 17.2), una gota de agua fluye a mayor velocidad que de la posición 1 a la 2 ya que el área media de los canales de flujo es más pequeña. Esta área se ha representado en la Fig. 17.3, que es el mismo dispositivo de la Fig. 17.2 separando las partes de mineral y poros. Mediante el principio de continuidad podemos relacionar la velocidad de descarga v con la velocidad efectiva media de flujo a través del suelo v_s de la forma siguiente;

$$Q = vA = v_s A_v$$

$$\therefore v_s = v \frac{A}{A_v} = v \frac{AL}{A_v L} = v \frac{V}{V_v} = \frac{v}{n}$$

La velocidad media de flujo a través del suelo v_s , denominada *velocidad de filtración* es, por tanto, igual a la velocidad de descarga dividida por la porosidad:

$$v_s = \frac{v}{n} = \frac{ki}{n} \quad (17.3)$$

La ecuación 17.3 da la velocidad media de una gota de agua al desplazarse desde el punto 3 al 4; ésta es la distancia en línea recta de 3 a 4, dividida por el tiempo necesario para que la gota recorra el camino 3-4. Como se ha indicado anteriormente, una gota de agua que fluye a través de un suelo sigue realmente un camino sinuoso, con velocidad variable; por tanto v_s es una velocidad ficticia para una supuesta gota de agua que se mueva en línea recta, a una velocidad constante, desde la posición 3 a la 4.

Aunque la velocidad de descarga y la de filtración son magnitudes ficticias, ambas sirven para calcular el tiempo necesario para que el agua recorra una cierta distancia en el terreno, tal como entre los puntos 3 y 4.

17.4 CARGAS DEL AGUA

En el estudio de flujo de fluidos es conveniente expresar la energía, tanto potencial como cinética, en términos de *alturas* o *cargas*, correspondientes a la energía por uni-

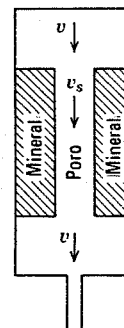


Fig. 17.3. Canal de flujo.

dad de masa². Deben considerarse las tres cargas siguientes en los problemas de flujo de un fluido a través de un suelo:

1. *Carga de presión*, h_p = la presión dividida por el peso específico del fluido.
2. *Carga de altura* o *geométrica*, h_e = distancia a un plano de comparación.
3. *Carga total*, $h = h_p + h_e$ = suma de la carga de altura y la de presión.

Al estudiar el flujo a través de tubos o canales abiertos debemos considerar también la carga de velocidad. Sin embargo, en los suelos la carga de velocidad es demasiado pequeña para tener importancia y por tanto puede despreciarse. (Por ejemplo, una velocidad de flujo elevada en un suelo es 0.5 m/minuto, valor que corresponde a una carga de velocidad de 0.005 mm. Esta carga se sale de la precisión con que el ingeniero puede medir normalmente la carga de presión o la geométrica). Los ingenieros que estudian el flujo de agua en tubos y canales definen la carga total como la suma de la carga de velocidad, la carga de presión y la carga geométrica y definen la *carga piezométrica* como la carga de presión más la carga-geométrica. Para la filtración a través de un suelo, donde es despreciable la carga de velocidad, la carga total y la piezométrica son iguales.

Como tanto la carga de presión como la de altura pueden contribuir al movimiento del fluido a través del terreno, el flujo viene determinado por la carga total, y el gradiente a utilizar en la ley de Darcy se calcula por la diferencia de carga total. La importancia y exactitud de este planeamiento puede deducirse de los dos casos representados en la Fig. 17.4.

La Fig. 17.4a muestra un cubo lleno de agua en estado estático. En la Fig. 17.4a se han numerado y representado las cargas de los dos puntos, número 1 en la parte superior y número 2 en el fondo del cubo. Entre los puntos 1 y 2 existe un gradiente de presiones y un gradiente de alturas; sin embargo no existe gradiente de carga total ya que la carga total en los dos puntos es idéntica e igual a h . Incluso aunque la presión en el punto 2 fuera considerablemente superior a la del punto 1, el agua no fluiría del punto 2 al 1; además tampoco se produciría el flujo

$$^2 \text{ Energía cinética} = \frac{Mv^2}{2g} = \frac{ML^2T^2}{T^2L} = ML$$

$$\text{Energía de altura} = ML$$

$$\text{Energía de presión} = \frac{pM}{\rho} = \frac{MM L^3}{L^2 M} = ML$$

$$\text{Carga} = \frac{\text{energía}}{\text{masa}} = \frac{ML}{M} = L$$

donde

M = masa

v = velocidad

g = aceleración de la gravedad

L = longitud

T = tiempo

p = presión

ρ = densidad

del punto 1 hacia el 2 aunque la carga de altura en el punto 1 fuera triple que la del punto 2.

La Fig. 17.4b muestra un tubo capilar en el que se mantiene el agua a una altura h_c . Al igual que en el caso del cubo no existe un gradiente de carga total.

Estos sencillos ejemplos ilustran dos importantes principios:

1. El flujo entre dos puntos cualesquiera depende sólo de la diferencia de carga total.
2. Puede elegirse un plano de referencia cualquiera para medir las cargas de altura. La magnitud absoluta de estas cargas tiene escaso significado; es más interesante la diferencia de carga de altura, la cual es independiente del plano de referencia elegido.

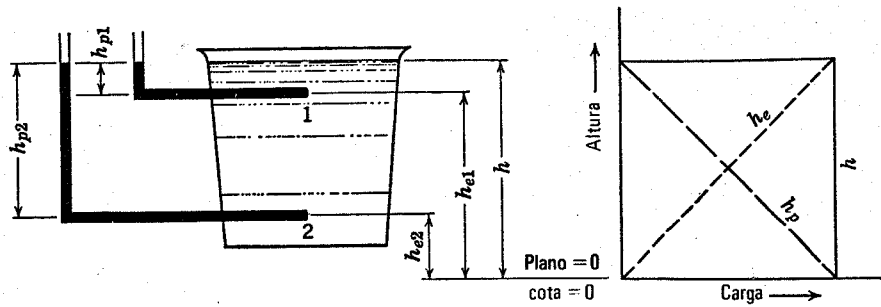
17.5 PIEZOMETROS

En la mecánica de suelos existe mayor interés por la carga de presión ya que de ella puede deducirse la presión intersticial necesaria para calcular las presiones efectivas. La carga de presión en un punto puede medirse directamente o calcularla mediante los principios de la mecánica de fluidos.

Medida de la presión intersticial en laboratorio

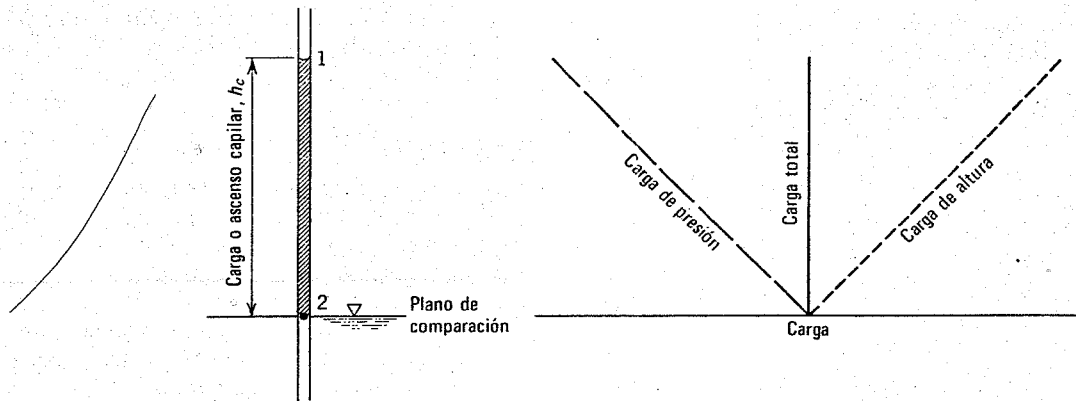
La carga de presión o presión del agua en un punto de una masa de suelo, se obtiene mediante un "piezómetro", palabra que significa literalmente "medidor de presión". La Fig. 17.5 muestra dos sencillos piezómetros. A la derecha de la columna de suelo existe un tubo o bureta conectado a una pieza porosa situada a mitad de altura en el suelo. A la izquierda del tubo existe un manómetro Bourdon normal conectado a la pieza porosa.

Como se ilustra en la Fig. 17.5, al fluir el agua por la muestra de suelo el tubo registra una carga de presión de 15 cm, mientras que el manómetro señala 150 kg/m². Aunque los dos piezómetros que aparecen en la Fig. 17.5 son de fundamento muy sencillo, ambos tienen un grave inconveniente para que funcionen: se requiere la penetración del agua del suelo en el sistema de medida. Este inconveniente puede apreciarse considerando lo que sucedería si la altura del depósito aumentara 30 cm. Esto produciría un aumento de la carga de presión en el punto medio de 15 cm, lo que significa que debería fluir al interior del tubo manométrico un volumen de agua igual a 15 cm por el área interior de dicho tubo. Aunque se requiere un volumen considerablemente menor para actuar sobre el manómetro de Bourdon, se trata también de un volumen apreciable. Si el suelo estudiado fuera muy permeable, el tiempo necesario para el reestablecimiento de un estado de flujo en equilibrio sería menor. Sin embargo, si el suelo fuera limo o arcilla, se requeriría un tiempo apreciable para que el agua penetrara en el manómetro o en el tubo. Los dos sistemas que aparecen en la Fig. 17.5 precisarían, por tanto, un intervalo de tiempo grande para medir presiones intersticiales en suelos relativamente impermeables. Para la medida de presiones intersticiales en condiciones estáticas se han desarrollado varios tipos de piezómetros [ver, por ejemplo, Lambe, 1948; Bishop 1961; Whitman y Col. (1961) y Penman (1961)].



Punto	Carga de altura	Carga de presión	Carga total
1	h_{e1}	h_{p1}	$h_{e1} + h_{p1} = h$
2	h_{e2}	h_{p2}	$h_{e2} + h_{p2} = h$

(a)



Punto	Carga de altura	Carga de presión	Carga total
1	h_c	$-h_c$	$h_c - h_c = 0$
2	0	0	0

(b)

Fig. 17.4. Cargas hidrostáticas. a) En un recipiente. b) En un tubo capilar.

La Fig. 17.6 muestra el resultado de una prueba más interesante e importante. Se aplicó una presión de 14 ton/m² a una muestra saturada de arcilla, manteniéndola hasta la disipación de la presión intersticial. Instantáneamente se suprimió la presión y se registró la presión intersticial negativa resultante. El registro que aparece en la Fig. 17.6 indica una reacción casi inmediata de la presión intersticial, igual a la magnitud de la presión suprimida de 14 ton/m². Esta presión intersticial fue de 3.67 ton/m², bajo el *cero absoluto*. El agua intersticial mantuvo esta presión negativa durante un corto período de tiempo pero la cavitación (probablemente en el sistema de medida) dio lugar

a que se registrase una presión de -10.33 ton/m², es decir, el *cero absoluto*. De otras medidas se puede deducir que pueden existir presiones intersticiales negativas durante largos períodos de tiempo y que estas presiones intersticiales negativas pueden llegar a valer hasta 40 ton/m².

La medida de la presión intersticial, especialmente de valores inferiores a la presión atmosférica, requiere precauciones especiales en suelos parcialmente saturados. Se deduce de la naturaleza de los sistemas de medida descritos que debe expulsarse el aire de dichos aparatos. La forma más fácil de evitar las dificultades del aire ocluido es utilizar un elemento sensible que impida la entrada de aire. Si,

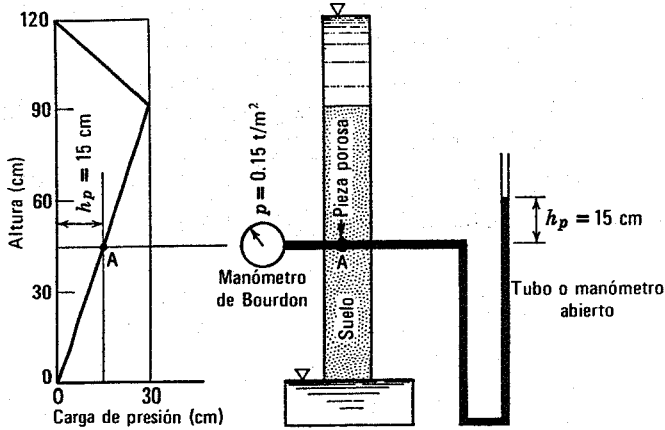


Fig. 17.5. Piezómetro de corriente.

por ejemplo, este elemento sensible es una piedra porosa fina, inicialmente saturada de agua, la capilaridad impedirá la entrada de aire a la piedra hasta que la presión del aire supere la presión capilar o presión de paso de la piedra. Existen en el mercado piedras porosas con presiones de paso de hasta 40 ton/m². Estas piedras porosas de elevada presión de paso son convenientes para la medida de presiones intersticiales en suelos parcialmente saturados.

Medida de presiones intersticiales en el terreno

En el apartado anterior se ha estudiado la medida de presiones intersticiales en pruebas de laboratorio. Estas medidas suelen ser útiles (y frecuentemente imprescindibles) para la interpretación de los resultados de pruebas. Los principios básicos de los sistemas de medida del laboratorio pueden utilizarse en los piezómetros de campo. La Fig. 17.7 muestra un piezómetro de Casagrande modificado. Este piezómetro fue desarrollado por A. Casagrande. Está formado esencialmente por una piedra cerámica porosa, colocada en una columna de arena limpia. Como, el agua debe fluir desde la arena al tubo y subir por éste para que se registre un aumento de presión intersticial, se trata de un piezómetro de "flujo". Al tener una zona relativamente

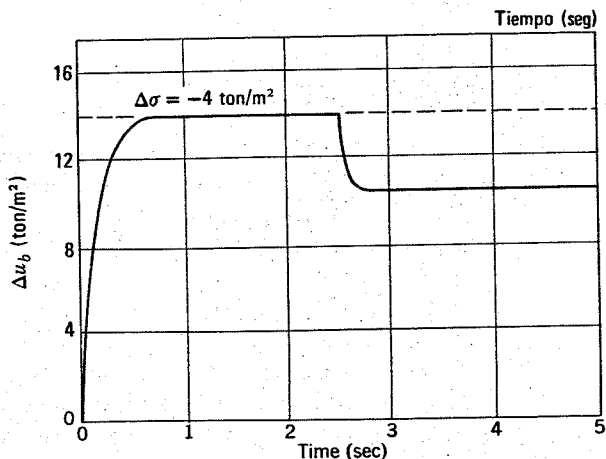


Fig. 17.6. Presiones intersticiales medidas con un piezómetro con transductores.

grande (la arena que rodea la punta porosa) de la cual extraer agua, este piezómetro requiere un tiempo de estabilización relativamente corto. El piezómetro de Casagrande se ha utilizado ampliamente con éxito para medidas *in situ* en obras de ingeniería.

Una característica fundamental de cualquier piezómetro de campo es la necesidad de aislar el elemento sensible en la zona en la que se quiere medir la presión intersticial.

Como para que actúe el piezómetro de Casagrande se requiere el flujo de agua desde el suelo al punto en que se miden las presiones intersticiales, éste no sería un aparato satisfactorio para medir rápidas variaciones de presión intersticial. Podemos y debemos determinar el tiempo de reacción de un piezómetro de Casagrande llenando el tubo con agua y determinando el tiempo necesario para alcanzar una lectura constante (Hvorslev 1949).

El lector puede consultar las Memorias del Congreso sobre Presión Intersticial y Succión en Suelos (1961) para más información sobre piezómetros.

17.6 CALCULO DE LA CARGA DE PRESION

Pueden aclararse aún más los principios del flujo del agua a través de medios porosos, descritos en las secciones anteriores, considerando las Figs. 17.8 a 17.11.

La Fig. 17.8 muestra una columna de suelo con una porosidad de 0.33 y una permeabilidad de 30cm/minuto en la que el agua se filtra verticalmente hacia abajo. Se mantiene la presión atmosférica en la parte superior del depósito de agua (cota 3.60) y en el nivel de agua inferior (cota 0). El plano de referencia se toma en el rebosadero inferior; esta elección es de simple conveniencia ya que puede elegirse una cota cualquiera como referencia. A la derecha de la columna de suelo se han representado las cargas y velocidades en función de la altura.

En general, conviene determinar primero las cargas de altura y total y calcular después la carga de presión buscada restando la carga de altura de la carga total. La carga de altura es simplemente la altura o cota del agua en cualquier punto considerado. Como la escala horizontal de cargas se ha tomado igual a la escala vertical de alturas, la inclinación de la línea que relaciona la carga de altura con la cota es de 45°. La carga total a la cota 3.60 es igual a la de altura ya que la carga de presión es nula. En el flujo desde la cota 3.60 a la 2.40 no existe pérdida de carga total ya que la carga total a la cota 2.40 es también de 3.60 m. Análogamente, se advierte que la carga total a las cotas 0 y 0.60 es nula. Como el suelo tiene una permeabilidad y porosidad uniformes la disipación de la carga total en la filtración a través del suelo debe ser también uniforme; el diagrama de carga total es por tanto una línea recta que arranca de un valor 3.60 a la cota 2.40 hasta un valor de 0 a la cota 0.60. La carga de presión en cualquier punto considerado se obtiene restando la carga de altura de la carga total.

Para dibujar la variación vertical de la carga total, entre las cotas 3.60, y 2.40 y entre las cotas 0.60 y 0 se supone que la pérdida de carga por fricción en las partes de entrada y salida del tubo es despreciable respecto a la pérdida de carga en la filtración a través del suelo. La validez de esta hipótesis se comprueba fácilmente calculando la pérdida de carga a la entrada y a la salida del tubo. Adoptando un coeficiente de fricción razonable y según los

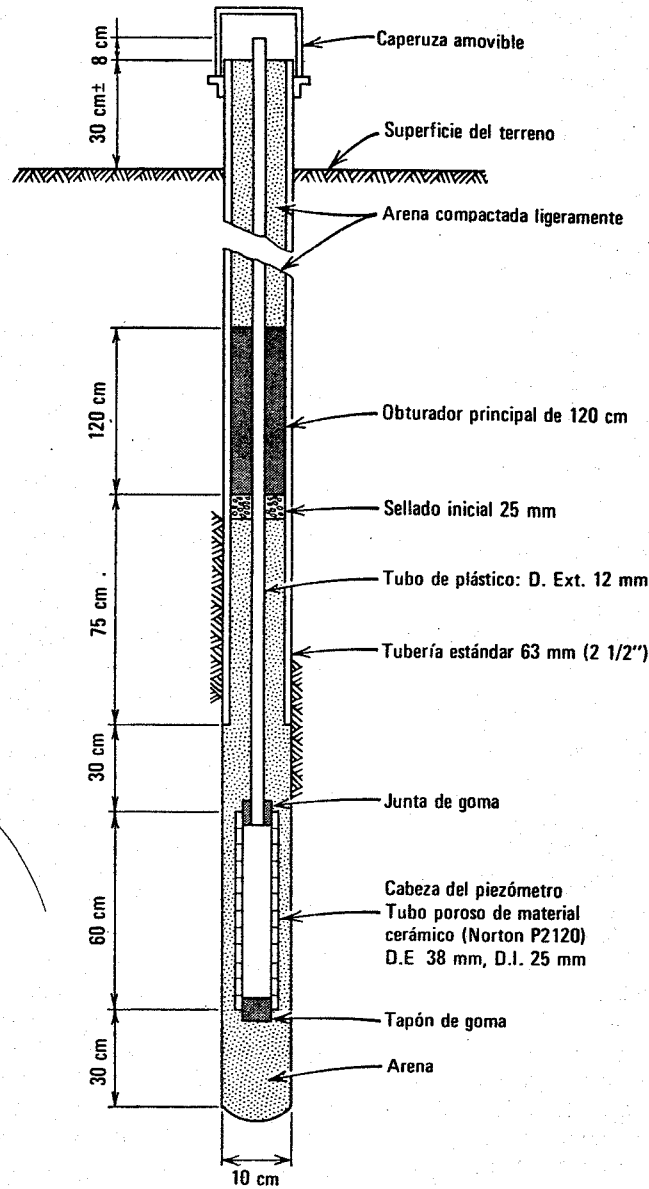


Fig. 17.7. Piezómetro de Casagrande (no está a escala).

principios de la hidráulica, se calcula una pérdida de carga en estos 1.80 m de tubo de 9×10^{-7} m de hecho este valor es insignificante.

La velocidad de flujo en las partes de entrada y salida del tubo se calcula por la Ley de Darcy, $v = k \times i = 30 \text{ cm/min} \times \frac{3.60}{1.80} = 60$. La velocidad de filtración es igual a la velocidad de descarga, dividida por la porosidad, es decir $60/0.33 \approx 180 \text{ cm/min}$.

La Fig. 17.9 no presenta ningún concepto nuevo, excepto la diferencia de que el agua fluye hacia arriba a través del suelo. La Fig. 17.10 muestra el caso de filtración horizontal, donde la carga de altura es constante. En

la Fig. 17.11 el área del permeámetro y las propiedades del suelo varía a la cota 1.20. Como no se añade ni elimina agua del sistema, el caudal que atraviesa el suelo I debe ser igual al que atraviesa el suelo II. Por tanto,

$$k_I i_I A_I = k_{II} i_{II} A_{II}$$

Se deduce de esta ecuación que la pérdida de carga total en el suelo I es la mitad de la pérdida en el suelo II (1.20 m en el suelo I y 2.40 m en el suelo II). La línea de carga total de la Fig. 17.11 puede dibujarse teniendo esto en cuenta y la carga de presión puede obtenerse restando la carga de altura de la carga total.

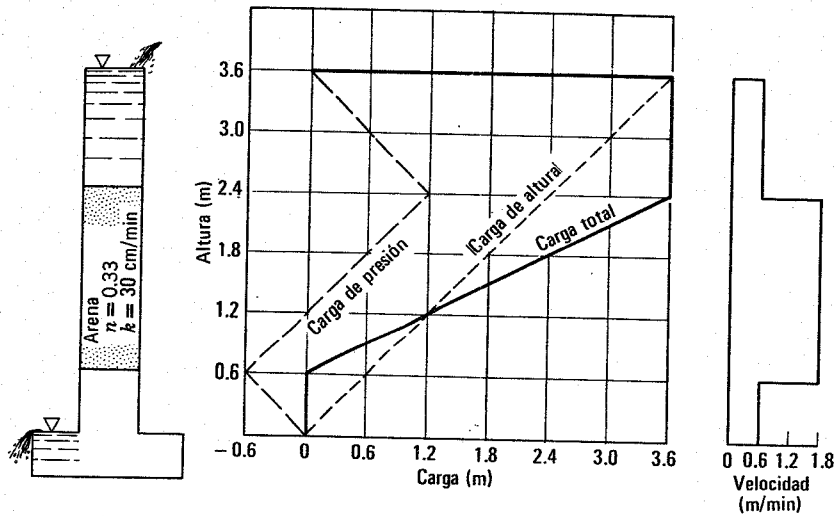


Fig. 17.8. Ejemplo de flujo descendente.

Los cuatro ejemplos anteriores de flujo a través de medios porosos ilustran los siguientes cinco puntos interesantes:

1. La carga de velocidad en los suelos es despreciable. La velocidad máxima en los cuatro ejemplos era de 3.6 m/minuto. La carga de velocidad para este valor máximo es de 1.8×10^{-4} m, valor de hecho despreciable.
2. Toda la pérdida de carga se produce en el suelo. El cálculo de la Fig. 17.8 indica claramente que en la filtración a través de una columna de suelo podemos despreciar completamente la pérdida de carga en las partes donde no existe suelo.
3. Pueden producirse presiones intersticiales negativas. En los ejemplos de las Figs. 17.8, 17.10 y 17.11 existen presiones intersticiales inferiores a la atmósfera,

denominadas presiones negativas. Ya hemos advertido en la sección anterior que son posibles presiones intersticiales incluso por debajo del cero absoluto.

4. *La dirección de flujo está determinada por la diferencia de carga total* Los cuatro ejemplos presentaban casos en los que el flujo se producía hacia el punto de mayor altura, hacia el de menor altura, aumentando la carga de presión o disminuyendo la carga de presión. Estos hechos aclaran un punto al que ya se ha hecho mención: la carga total es la que determina el flujo y no la carga de presión o la de altura por sí solas.
5. *Método de determinación de cargas.* Los cuatro ejemplos ilustran el método general de la determinación de cargas: en primer lugar se calcula la carga total y la de altura y a continuación se deduce de

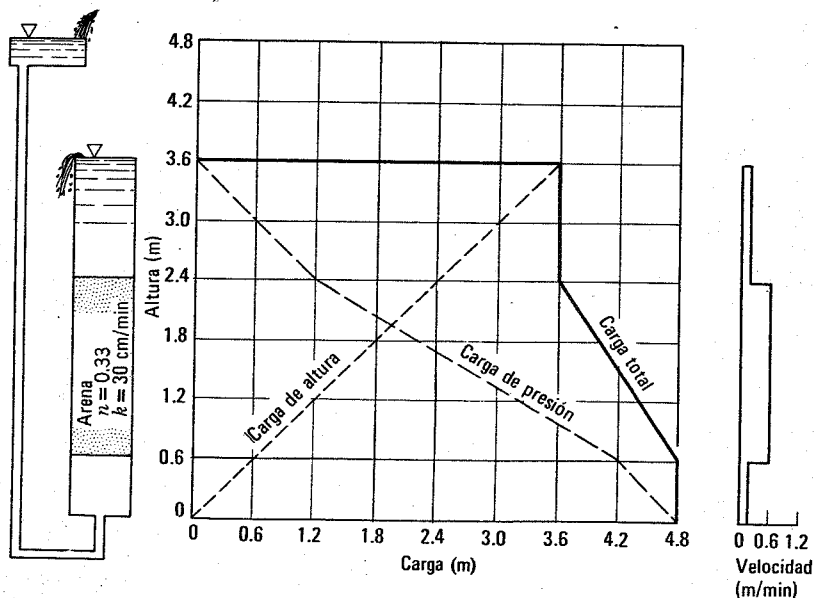


Fig. 17.9. Ejemplo de flujo ascendente.

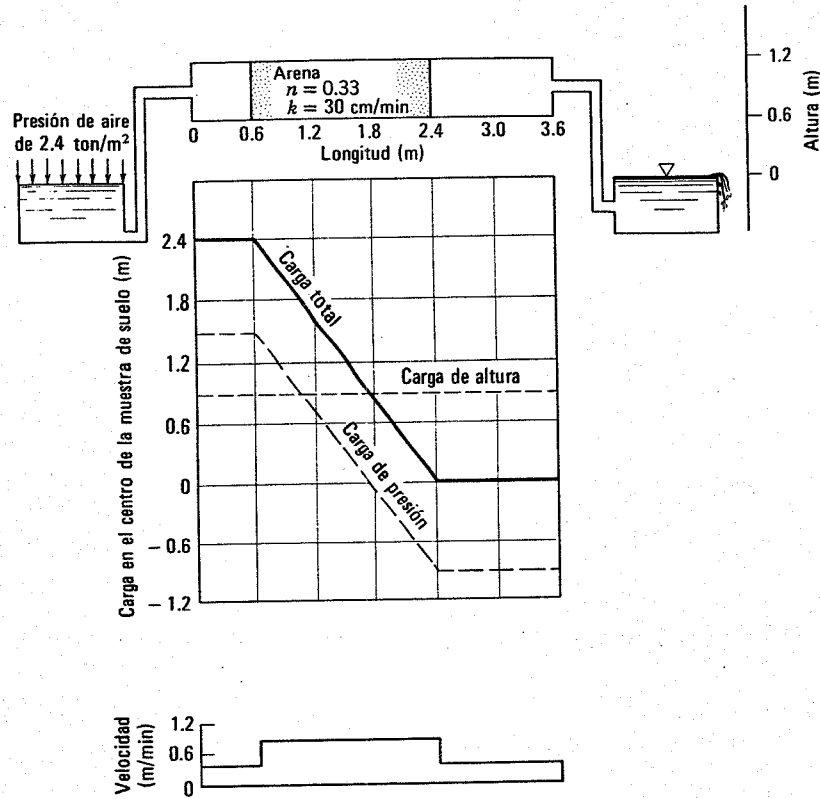


Fig. 17.10. Ejemplo de flujo horizontal.

ellas la carga de presión deseada. En un caso sencillo como el de la Fig. 17.8 podemos obtener directamente la carga de presión en cualquier punto sin conocer la carga de altura o la total; en un caso más complicado no puede aplicarse este procedimiento. Sin embargo, en muchos ejemplos prácticos, el ingeniero dispondrá de una medida de la carga de presión y de la altura geométrica, pudiendo así calcular la carga total a partir de ambas.

Hagamos un resumen de nuestra discusión advirtiendo que existen tres cargas de interés para el ingeniero:

1. *La carga de altura o geométrica.* Su magnitud absoluta depende de la posición del plano de referencia.
2. *La carga de presión.* La magnitud de la carga de presión es de considerable importancia ya que indica la presión real del agua. La carga de presión es la altura a la que asciende el agua en el piezómetro por encima del punto considerado.
3. *La carga total.* Es la suma de la carga de altura y de la de presión y es la única carga que determina el flujo. La carga total se utiliza en la Ley de Darcy para el cálculo del gradiente.

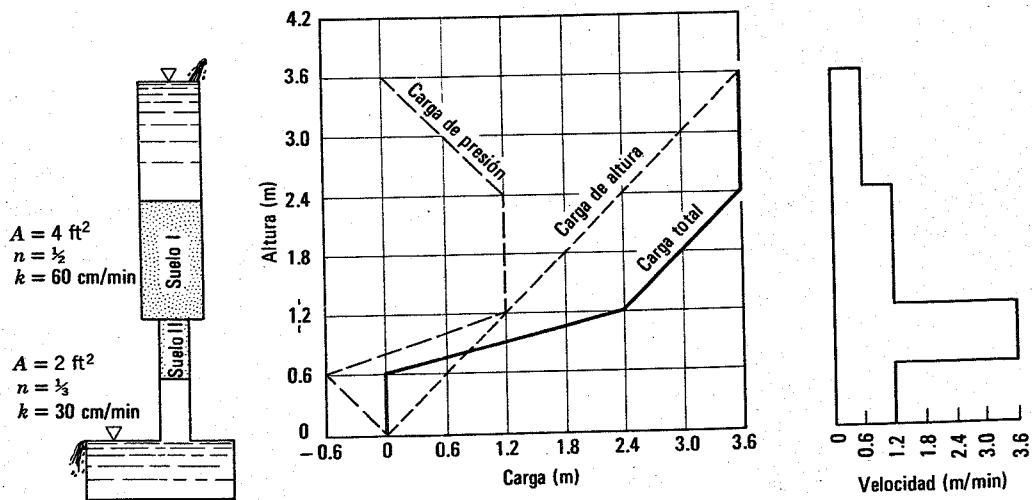


Fig. 17.11. Ejemplo de flujo a través de dos suelos diferentes en serie.

17.7 PRESIONES EFECTIVAS EN UN SUELO CON FLUJO DE AGUA

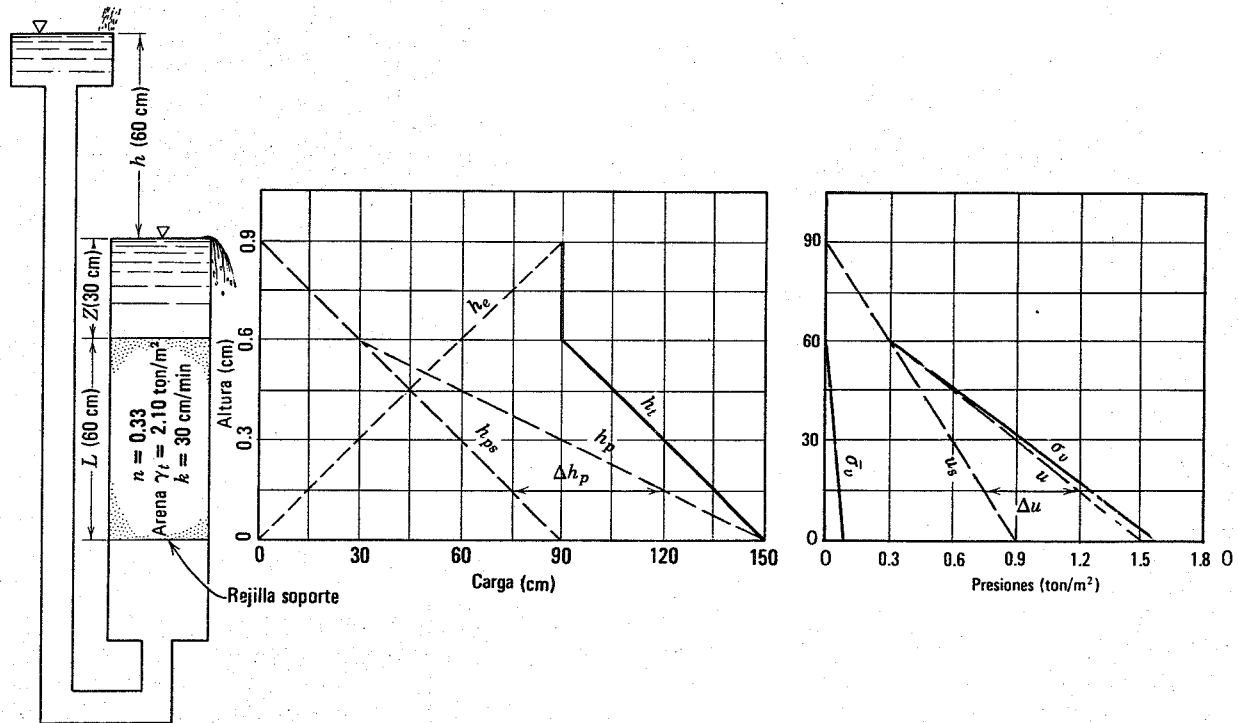
En el capítulo 16 se estudiaba el cálculo de las presiones o esfuerzos efectivos en condiciones estáticas del agua freática. Hasta ahora se ha considerado en este capítulo el cálculo de cargas para casos sencillos de flujo. Combínenos ambas operaciones para calcular las presiones efectivas en un terreno en el que se produce el flujo de agua.

La Fig. 17.12 muestra un dispositivo (muy semejante al de la Fig. 17.9) en el que el agua fluye verticalmente hacia arriba a través de una arena. En esta figura se han representado las diversas cargas en función de la altura así como las presiones correspondientes.

La presión intersticial debe calcularse a partir de condiciones de flujo conocidas o medirla directamente. En la Fig. 17.12 se dan las presiones intersticiales medidas a las cotas 0.60 y 0. Como prácticamente toda la carga total se

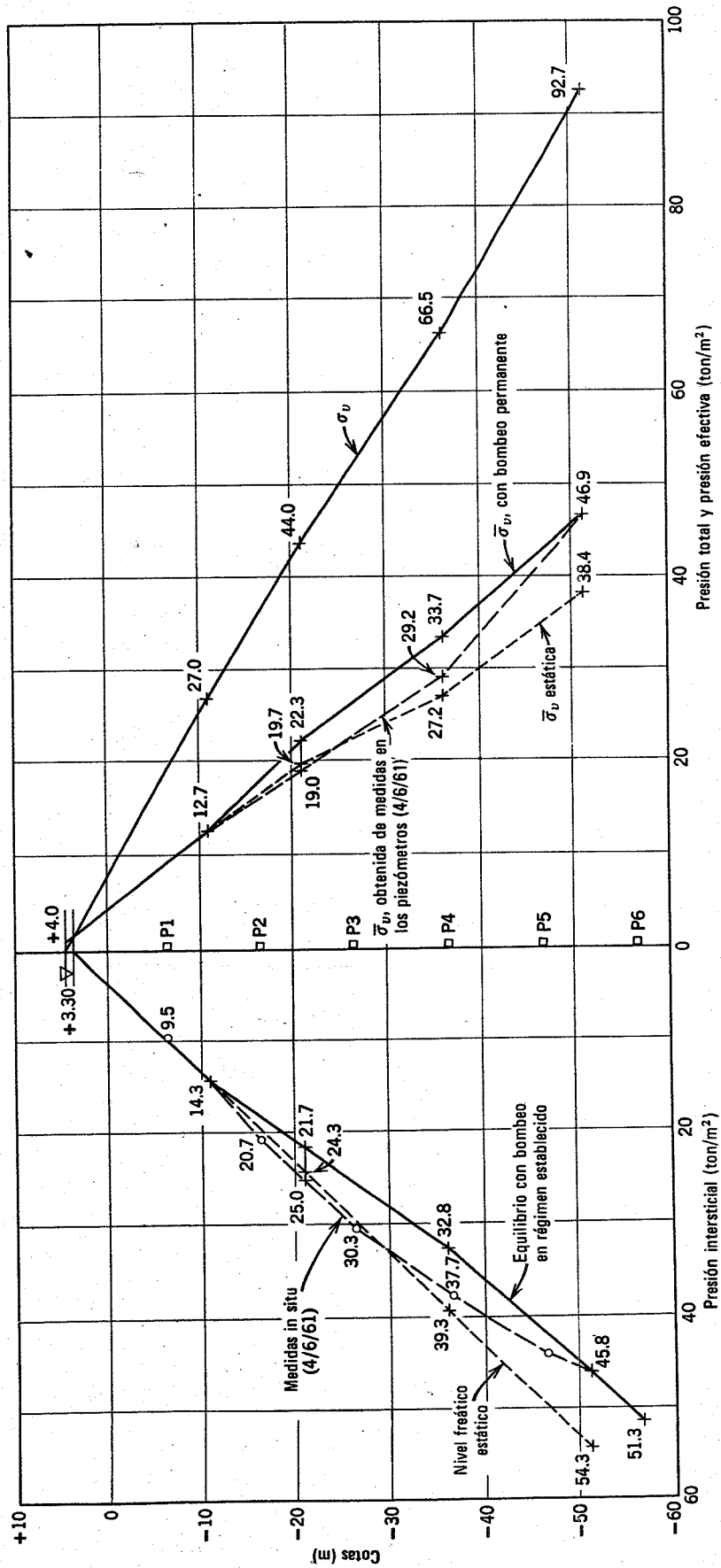
pierde en filtración a través del suelo, la parte de tubo comprendida desde la cota 0 hasta el nivel de agua superior y la parte de tubo desde la cota 0.60 hasta la 0.90 sirven como piezómetros, es decir, la presión intersticial a la cota 0 es $1.50 \text{ m} \times 1 \text{ ton/m}^3$ y la cota 2, $0.30 \text{ m} \times 1 \text{ ton/m}^3$. También se ha representado la carga de presión estática h_{ps} y la presión intersticial estática u_s .

Consideremos ahora las presiones que existen en el terreno de Kawasaki citado en el ejemplo 16.2. La Fig. 17.13 muestra los diagramas de presiones totales, intersticiales y efectivas en función de la profundidad. Se colocaron 6 piezómetros, en el terreno P1 a P6, a las cotas indicadas, midiéndose las presiones intersticiales que se indican en la Fig. 17.13. Una investigación señaló que se habían abierto un cierto número de pozos en la arena, por debajo de la cota-51 m. La extracción de agua de estos pozos había reducido la presión intersticial a la cota -56.5 a un valor de 51.3 m. Partiendo de esta presión



Al-tura (cm)	$\Delta\sigma_v$ (ton/m ²)	σ_v (ton/m ²)	u (ton/m ²)	$\bar{\sigma}_v$ (ton/m ²)
90		0	0	0
	$0.30 \times \gamma_w = 0.30$			
60		0.30	$0.30 \times \gamma_w = 0.30$	0
	$0.60 \times \gamma_t = 1.26$			
0		1.56	$1.50 \gamma_w = 1.50$	0.06

Fig. 17.12. Cargas y presiones en el flujo de un fluido.



Cálculo de presiones

Cotas	$\Delta\sigma_v$	σ_v	Estáticas		Filtración en régimen establecido		Medidas	
			u	$\bar{\sigma}_v$	u	$\bar{\sigma}_v$	u	$\bar{\sigma}_v$
+4.0		0	-0.7	0.7	-0.7	0.7	-0.7	0.7
+3.3	$0.7 \times 1.80 = 1.3$	1.3	0	1.3	0	1.3	0	1.3
-11.0	$14.3 \times 1.80 = 25.7$	27.0	14.3	12.7	14.3	12.7	14.3	12.7
-21.0	$10 \times 1.7 = 17.0$	44.0	24.3	19.7	21.7	22.3	25.0	19.0
-36.0	$15 \times 1.50 = 22.5$	66.5	39.3	27.2	32.8	33.7	37.4	24.0
-51.0	$15 \times 1.75 = 26.2$	92.7	54.3	38.4	45.8	46.9	45.8	46.9

Fig. 17.13. Condiciones del terreno en la refinería de Kawasaki (Japón).

intersticial medida y del nivel freático observado a la cota +3.3, se pudo construir la línea de presiones intersticiales que existiría para un flujo establecido* de agua desde la capa arenosa superior a la inferior. Para este caso, la pérdida de carga en cada uno de los estratos puede calcularse por la relación

$$Q_{\text{arena-limo}} = Q_{\text{arcilla I}} = Q_{\text{arcilla II}} = Q_{\text{arcilla III}}$$

como se ha hecho en la Fig. 17.11.

Partiendo de los valores calculados de la pérdida de carga en los estratos arcillosos, se dibujó el diagrama de presión intersticial para flujo establecido que aparece en la Fig. 17.13. De este diagrama y del de presiones totales, se obtuvo el diagrama de presiones efectivas en régimen establecido. Los detalles de los cálculos se indican en la figura.

Como se puede apreciar, la presión intersticial real en la arcilla es mayor que la calculada para el caso de flujo establecido. Esta diferencia en la presión intersticial se debió a la reciente colocación de un relleno en la superficie del terreno. En la Parte V de este libro, se considerarán los incrementos de presión intersticial producidos por la aplicación de cargas a un elemento de suelo.

17.8 FUERZA DE FILTRACION

Las presiones de agua verticales que actúan sobre el elemento de suelo de la Fig. 17.12 se han representado en la Fig. 17.14 (las presiones horizontales sobre las caras verticales de la muestra se contrarrestan). La presión de agua en la parte superior de la muestra es el producto de la carga de presión por el peso específico del agua $0.30\text{ m} \times 1 \text{ ton/m}^3 = 0.3 \text{ ton/m}^2$. Análogamente, el empuje hacia arriba del agua en la base de la muestra es $1.50 \text{ m} \times 1 \text{ ton/m}^3 = 1.5 \text{ ton/m}^2$. Estas presiones verticales son las que actúan sobre las caras extremas de la muestra de suelo denominándose *presiones periféricas* o de *contorno*.

La Fig. 17.14b muestra las presiones de agua debidas a la inmersión (empuje de Arquímedes), es decir las presiones que existirían si no hubiera flujo. Son exactamente las mismas presiones que actuarían sobre un volumen similar de cualquier material sumergido a una profundidad de 0,30 m de agua. Estas dos presiones de agua constituyen el efecto del agua *estática* sobre la muestra de suelo.

La diferencia entre las presiones periféricas (Fig. 17.14a) y las de empuje ascensional (Fig. 17.14b) es la presión de filtración (Fig. 17.14c). La presión de filtración ejercida por el agua en movimiento se disipa uniforme y completamente en el flujo ascensional a través del suelo.

Las presiones de agua de la Fig. 17.14 se han convertido en fuerzas multiplicándolas por la sección transversal total de la muestra de suelo y son las que aparecen en la Fig. 17.15. Las magnitudes de los dos empujes por inmersión dependen de la altura Z , pero no así su diferencia. El empuje resultante (empuje de Arquímedes) siempre actúa hacia arriba y es igual al volumen total del elemento de suelo multiplicado por el peso específico del agua. Arquímedes hizo su descubrimiento hace unos 2,000 años al estu-

* Se utilizan las expresiones *establecido* o *estacionario* como traducción del inglés "steady". (N.T.)

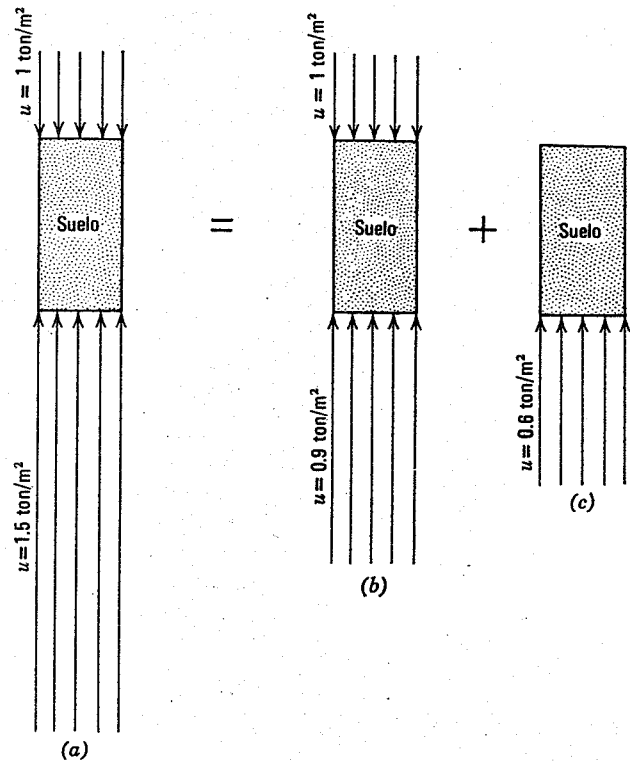


Fig. 17.14. Presiones de agua en un elemento de suelo. a) Presiones periféricas. b) Presiones hidrostáticas. c) Presión consumada en la filtración.

diar el contenido de oro de una corona construida para el rey Herón II.

El agua en movimiento ejerce la fuerza de filtración sobre el esqueleto del suelo por efecto de un arrastre friccional. En otras palabras, una cierta presión, relacionada con la pérdida de carga total, se convierte de presión intersticial en presión efectiva. En un suelo isótropo la fuerza de filtración siempre actúa en la dirección de la corriente. Una expresión adecuada de una fuerza es calculada como fuerza por unidad de volumen de suelo, en la forma

$$j = \frac{\text{Fuerza de filtración}}{\text{Volumen de suelo}} = \frac{hA\gamma_w}{LA} = i\gamma_w \quad (17.4)$$

Al resolver un problema podemos trabajar con las fuerzas totales periféricas o con el empuje de Arquímedes más la fuerza de filtración. Este hecho se ilustra en la Fig. 17.16 donde la fuerza ejercida sobre la rejilla de soporte de la muestra de suelo (Fig. 17.12) se calcula primero a partir del peso total de suelo más las fuerzas periféricas hidrostáticas y, a continuación, considerando el peso del suelo sumergido más la fuerza de filtración (se supone que no se transmiten fuerzas a la columna de suelo por fricción entre la muestra y el tubo). Como puede verse, ambos métodos dan exactamente el mismo resultado, tal como ha de suceder. Si se utilizan las fuerzas periféricas para calcular el equilibrio de un elemento de suelo, no debe incluirse la fuerza de filtración. El hacerlo así significa que el efecto del flujo de agua se introduce dos veces.

Al utilizar las fuerzas periféricas más el peso total estamos considerando de hecho el equilibrio de todo el suelo.

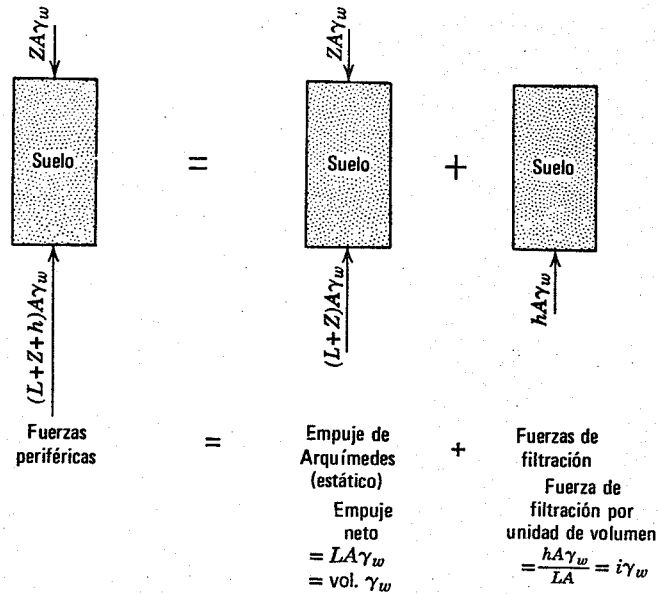


Fig. 17.15. Fuerzas ejercidas por el agua sobre una muestra de suelo.

La fuerza de filtración es una fuerza interior, de arrastre de agua sobre el esqueleto mineral y de reacción de éste sobre el agua. Esta fuerza entre fases no influye sobre el equilibrio del conjunto. Al utilizar la fuerza de filtración más el peso sumergido trabajamos de hecho con el equilibrio del esqueleto mineral.

En esta sección hemos estudiado con considerable detalle un caso sencillo de flujo. Se han presentado diversos principios importantes y útiles, los cuales son aplicables a situaciones de flujo más complejas. Estos importantes

principios se pueden volver a plantear en la forma siguiente:

1. Las *fuerzas periféricas* ejercidas por el agua sobre un elemento de suelo son iguales al *empuje de Arquímedes* más la *fuerza de filtración*.
2. Para calcular las fuerzas que actúan sobre un elemento podemos utilizar las *fuerzas periféricas* más el *peso total* o las *fuerzas de filtración* más el *peso sumergido*. (Aunque los dos métodos dan exacta-

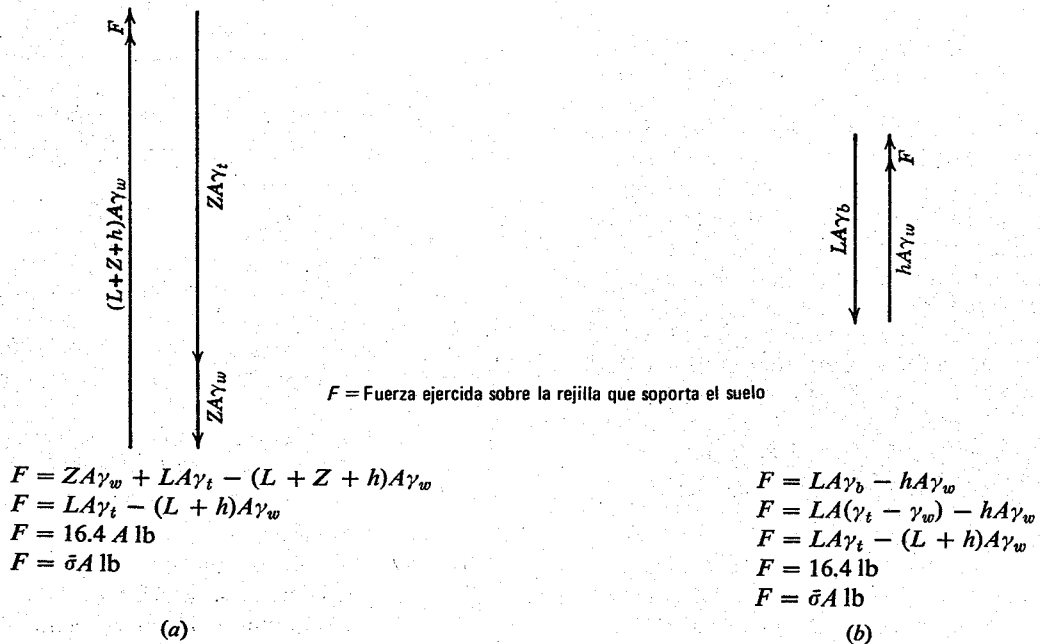


Fig. 17.16. Equilibrio de fuerzas. a) Peso total más fuerza periférica. b) Peso sumergido más fuerza de filtración.

mente el mismo resultado, casi siempre el método más conveniente es emplear las fuerzas periféricas y el peso total).

3. La fuerza de filtración por unidad de volumen de suelo j es igual al gradiente de carga total y multiplicado por el peso específico del fluido γ_w . En un suelo isótropo la fuerza de filtración siempre actúa en la dirección del flujo.

17.9 SIFONAMIENTO O EBULLICION

Como se ha comentado en el capítulo 11, la resistencia al corte de un suelo granular es directamente proporcional a la presión efectiva. Cuando un suelo sin cohesión se somete a un estado hidráulico que da lugar a presiones efectivas nulas, la resistencia del suelo se hace cero; entonces se dice que existe una condición de *sifonamiento o ebullición*. El estado de sifonamiento es, en otras palabras, aquél en el que la resistencia al corte del suelo es nula por la ausencia de presiones efectivas. Debido a que los suelos cohesivos pueden poseer resistencia incluso bajo presiones efectivas nulas, en ellos no se produce necesariamente el sifonamiento cuando estas presiones se anulan.

La presión efectiva es evidentemente nula cuando la presión intersticial es igual a la total. Existen dos casos habituales en mecánica de suelos en los que se produce esta igualdad:

1. Un flujo ascensional de tal magnitud que el empuje total del agua es igual al peso total del suelo (para un elemento del suelo sin carga), es decir, la fuerza de filtración es igual al peso sumergido del suelo.
2. Un impacto en ciertos suelos de baja compacidad produce una reducción de volumen del esqueleto mineral, con el resultado de que la presión efectiva se transmite al agua intersticial (ver la Parte V).

Como vimos en la Fig. 17.12, la presión efectiva en la base del elemento de suelo era casi nula. De hecho, con la información de la Fig. 17.16 podemos determinar el gradiente ascensional necesario para anular la presión efectiva en la base de la muestra de suelo. Para que σ sea nula

$$LA\gamma_b - hA\gamma_w = 0$$

ó

$$\frac{h}{L} = i = \frac{\gamma_b}{\gamma_w}$$

ó

$$i_{\text{crítico}} = i_c = \frac{\gamma_b}{\gamma_w} \quad (17.5)$$

El gradiente necesario para que se produzca el estado de sifonamiento, denominado gradiente crítico i_c , es igual al cociente peso sumergido/peso específico del agua. Como el cociente γ_b/γ_w suele ser muy próximo a la unidad, el gradiente crítico es prácticamente igual a 1. Adviértase que el flujo debe ser vertical hacia arriba (de sentido opuesto al peso del suelo) para que se cumpla la ecuación 17.5 además la ecuación 17.5 requiere que el elemento de suelo esté descargado (la presión vertical

efectiva sobre el elemento anterior en ausencia de flujo dependerá sólo del peso específico sumergido). En cualquier suelo cuya resistencia sea proporcional a la presión efectiva, un gradiente ascensional de valor γ_b/γ_w da lugar a una resistencia nula o a un estado de sifonamiento ó ebullición.

Una forma más general para determinar la probabilidad de sifonamiento es trabajar con la ecuación de presiones efectivas. Consideremos por ejemplo el caso que aparece en la Fig. 17.17. La presión efectiva en el punto A es

$$\bar{\sigma}_v = \sigma_v - u = (a\gamma_w + b\gamma_t + \Delta q_s) - h\gamma_w$$

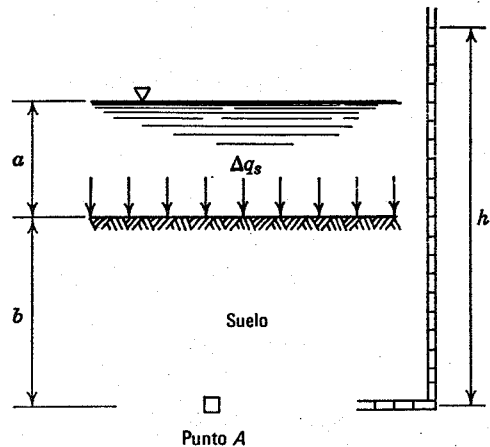


Fig. 17.17. Flujo ascensional en un suelo.

Si el suelo no tiene cohesión, la resistencia se anula cuando $\bar{\sigma}_v$ se hace cero. Para el caso especial de $\Delta q_s = 0$ y $a = 0$, esta ecuación se reduce a

$$\bar{\sigma}_v = b\gamma_t - h\gamma_w$$

y

$$i = \frac{\Delta h_t}{b} = \frac{h - b}{b} \quad \text{ó} \quad h = b(i + 1)$$

y

$$\bar{\sigma}_v = b\gamma_t - b(i + 1)\gamma_w$$

En el estado de sifonamiento, $\bar{\sigma}_v = 0$ e $i = i_c$, de modo que

$$\gamma_t = \gamma_w + i_c\gamma_w$$

y

$$i_c = \frac{\gamma_t - \gamma_w}{\gamma_w} = \frac{\gamma_b}{\gamma_w}$$

Esta expresión es la misma de la ecuación 17.5.

La literatura no técnica³ abunda en historias de "arenas movedizas" arrastrando sus víctimas bajo la superficie del suelo y tragándolas. De hecho, la arena movediza es un líquido de peso específico doble del del agua. Por tanto no existe succión y una persona flotaría con aproximadamente la mitad de su cuerpo fuera de estas arenas movedizas.

³ Ver por ejemplo: "Quicksand Nature's Terrifying Death Trap" *Reader's Digest*, pág. 140 (Dic. 1964).

En resumen, conviene recordar:

1. El sifonamiento o ebullición es un estado y no un material.
2. Se requieren dos factores para que un suelo entre en sifonamiento: la resistencia debe ser proporcional a la presión efectiva y la presión efectiva debe ser nula.
3. El gradiente ascensional necesario para que se produzca el sifonamiento en un suelo sin cohesión no cargado es igual a γ_b/γ_w y su valor es aproximadamente igual a 1.
4. El caudal necesario para mantener el estado de sifonamiento aumenta con la permeabilidad del suelo.

17.10 VALIDEZ DE LA LEY DE DARCY

Los razonamientos de este capítulo se basan en la Ley de Darcy. Consideremos ahora los casos en que es aplicable dicha ley.

Estudiando el flujo de agua por tuberías, Reynolds encontró una velocidad crítica, v_c , que expresó en función del llamado número de Reynolds R , es decir

$$R = \frac{v_c D \gamma_w}{\mu g}$$

donde

- D = diámetro del tubo
- γ_w = peso específico del agua
- μ = viscosidad del agua
- g = aceleración de la gravedad

Muchos investigadores han intentado utilizar el concepto de Reynolds para determinar el límite superior de validez de la Ley de Darcy. Tales trabajos han sido descritos y comentados por Muskat (1946) y Scheidegger (1957). En los suelos, se toma como D el diámetro medio de las partículas o el diámetro medio de los poros. Los valores de R para los cuales el flujo en medios porosos se hace turbulento pueden variar desde 0.1 hasta 75 (ver Scheidegger, 1957). Scheidegger encuentra como principal razón de que los medios porosos no presenten un número de Reynolds crítico y definido que el suelo no puede representarse exactamente como un conjunto de tubos rectos.

El valor de D correspondiente a un número de Reynolds de 1 es aproximadamente 0.5 mm, es decir, en la gama de las arenas gruesas. En cualquier caso, la arena gruesa parece ser el suelo más permeable a través del cual se produce el régimen laminar.

Existe cierta evidencia experimental que indica que, en suelos de baja permeabilidad, puede requerirse un gradiente umbral de hasta 20 ó 30 para que se inicie el flujo. Sin embargo, muchos de estos datos han sido puestos en duda. Scheidegger (1957) comenta varias razones por las cuales el flujo a través de aberturas muy pequeñas puede no seguir la Ley de Darcy.

Una evidencia abrumadora muestra que la Ley de Darcy se cumple en suelos desde el tamaño de los limos al de las arenas medidas. Lo mismo puede decirse de la filtración en régimen establecido a través de las arcillas. Para suelos

de mayor permeabilidad que la arena media debería determinarse experimentalmente la relación real entre el gradiente y la velocidad para cada suelo y porosidad estudiados.

17.11 RESUMEN DE PUNTOS PRINCIPALES

1. En suelos más finos que las arenas gruesas $v = ki$.
2. Existen tres cargas de importancia en el flujo a través de medios porosos: la carga de altura o geométrica, la carga de presión y la carga total.
3. El flujo depende de la diferencia de carga de presión y la carga total.
4. La fuerza de filtración por unidad de volumen de suelo es $i\gamma_w$ y (para un suelo isótropo) actúa en la dirección del flujo.
5. El equilibrio de un elemento de suelo puede calcularse partiendo de las fuerzas del agua sobre su periferia y los pesos totales, o mediante las fuerzas de filtración y los pesos sumergidos.
6. El sifonamiento o ebullición es el estado en que un suelo sin cohesión pierde su resistencia debido al flujo ascensional de agua que anula las presiones efectivas.

PROBLEMAS

17.1 Para el caso de flujo de la Fig. 17.9 calcúlese la presión vertical efectiva en la arena a la cota +1.20 m. $G = 2.60$ y $S = 100\%$.

17.2 En un cierto depósito de arena el nivel freático está en la superficie del terreno. Calcúlese la presión total, la presión intersticial y la presión efectiva sobre un plano horizontal a una profundidad de 5 m en cada uno de los siguientes casos:

- a. Nivel freático estático.
- b. Flujo ascensional con un gradiente de 0.5.

Háganse hipótesis razonables sobre los datos que sean necesarios, enumerándolas.

17.3 Un recipiente de 100 cm de altura y 10 cm² de sección transversal se llena con suelo y agua, obteniendo un peso específico medio total de 1.077 g/cm³. El peso

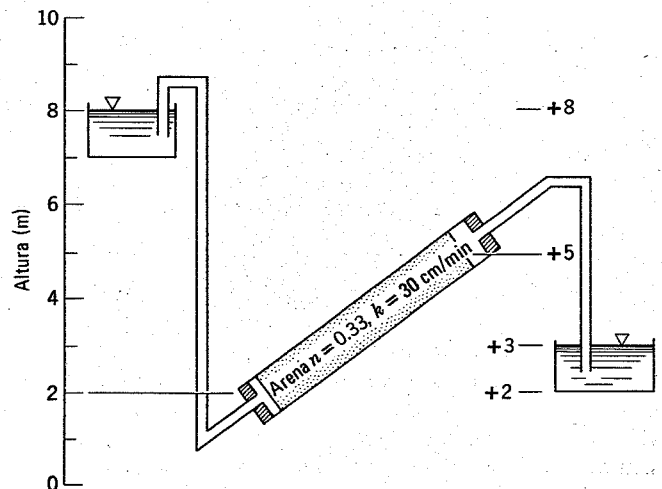


Fig. P17.4.

específico relativo de las partículas del suelo es 2.80. Para cada uno de los siguientes 3 casos calcúlense σ_v , u y $\bar{\sigma}_v$ en la base del recipiente:

- a. Mezcla uniforme.
- b. Sedimento de suelo de 5 cm de espesor y agua del mar $\gamma_w = 1.026 \text{ g/cm}^3$.
- c. Sedimento de suelo de 6 cm de espesor y agua pura, $\gamma_w = 1.000 \text{ g/cm}^3$.

Para los casos (b) y (c) calcúlense la relación de vacíos de los sedimentos.

17.4 Para el dispositivo de la Fig. P17.4, represéntese a escala la carga de altura, la carga de presión, la carga total y la velocidad de filtración en función de la distancia a lo largo del eje de la muestra.

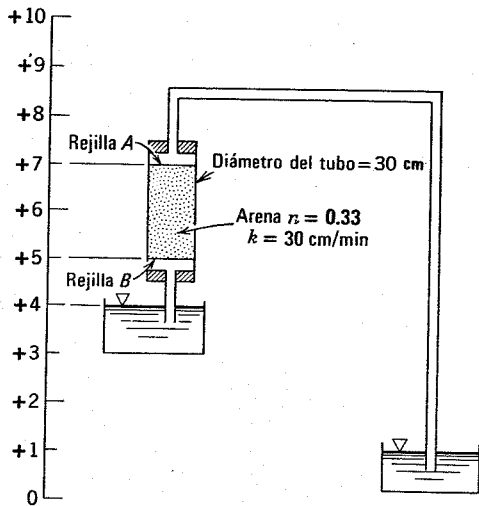


Fig. P17.5.

17.5 Para el dispositivo de la Fig. P17.5 calcúlense la fuerza vertical ejercida por el suelo sobre las rejillas A y B. Despréciense la fricción entre el suelo y el tubo. $G = 2.75$.

17.6 En el perfil del terreno de la Fig. P17.6, se produce un flujo vertical establecido. Representar a escala la carga de presión, la presión intersticial, la velocidad de filtración y la presión efectiva en función de la altura. Determinar la fuerza de filtración sobre un cubo de 30 cm de lado cuyo centro está a la cota. -4.50. G de todos los suelos = 2.75.

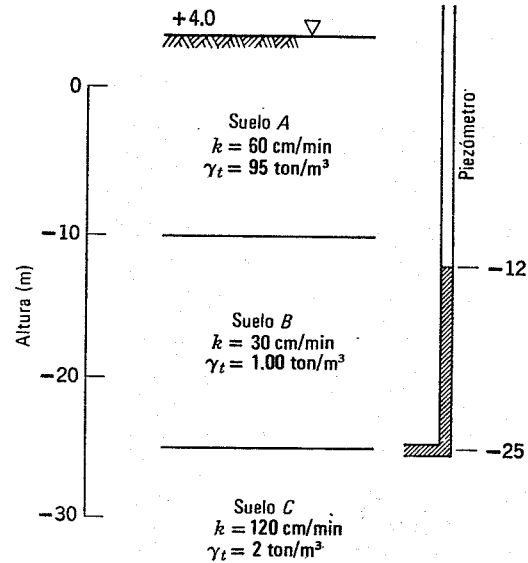


Fig. P17.6.

CAPITULO 18

Flujo bidimensional

En el capítulo 17, con el que se inició el estudio del flujo de agua en los suelos, nos limitamos al caso de flujo unidimensional. En este capítulo se considera el flujo bidimensional, incluyendo los casos de suelo no homogéneo y anisótropo. Se sigue el siguiente método: *a)* se explica el concepto de *red de flujo* de forma intuitiva, utilizando un caso de flujo unidimensional como el tratado en el capítulo anterior; *b)* se da la solución, mediante la red de flujo, de varios problemas bidimensionales; *c)* se obtiene la ecuación básica del flujo a través de un suelo (esta ecuación sirve de base teórica para la red de flujo); y *d)* se utiliza la ecuación de flujo básica para estudiar la filtración de un fluido a través de un suelo anisótropo.

18.1 RED DE FLUJO PARA FILTRACION UNIDIMENSIONAL

La Fig. 18.1a muestra un tubo de 1 m × 1 m de sección transversal y 4 m de altura, a través del cual se produce una filtración vertical en régimen establecido. Este caso de flujo es semejante a los estudiados en el capítulo 17 (ver por ejemplo la Fig. 17.8). Los valores de las cargas total, geométrica y de presión se ha representado en la Fig. 18.1b. El caudal filtrado a través del tubo, calculado a partir de la Ley de Darcy, vale

$$Q = kiA = 0.05 \text{ m/min} \times \frac{4}{2.5} \times 1 \text{ m} \times \\ \times 1 \text{ m} = 0.08 \text{ m}^3/\text{min}$$

Si vertemos un colorante por la parte superior del tubo (cota + 4) y seguimos a escala macroscópica el movimiento del colorante a través del suelo obtendríamos una *línea de flujo* o de *corriente* vertical, tal como se indica en la Fig. 17.1. Es decir, cada gota de agua que se filtra a través del suelo sigue una línea de flujo. En el tubo de 1 m² existe un número infinito de líneas de flujo. Por conveniencia, sólo se han representado cinco líneas de flujo en la sección transversal (Fig. 18.1c); tres líneas de flujo (indicadas por líneas continuas) marcan la división en cuatro partes y dos líneas de flujo corresponden a cada una de las paredes verticales del tubo. Estas cinco líneas de flujo dividen la superficie en cuatro tubos o canales de flujo de análogas dimensiones, 0.25 m de ancho. Como el flujo es vertical y todas las líneas

de flujo son paralelas, no existe flujo de un canal a otro. Podemos así determinar el gasto total a través del tubo multiplicando el gasto de cada canal por el número de canales. En la muestra de la Fig. 18.1c existen cuatro *canales de flujo* por unidad de ancho perpendicularmente a la figura; hay un total de 16 canales de flujo.

En el diagrama de la Fig. 18.1c se han indicado también las líneas según las cuales la carga total del agua que fluye es constante. Los valores de la carga total *h* en la Fig. 18.1b se han representado a la derecha de cada línea horizontal en la Fig. 18.1c. Estas líneas horizontales se denominan *líneas equipotenciales* ya que son las que unen los puntos de igual carga total. Al igual que existe un número infinito de líneas de flujo existe un número infinito de líneas equipotenciales. Si se divide la longitud del tubo por líneas equipotenciales, equidistantes, esto significa que la pérdida de carga total es la misma entre dos líneas equipotenciales adyacentes cualesquiera.

Un sistema de líneas de flujo y líneas equipotenciales como el que aparece en la Fig. 18.1c constituye una *red de flujo*. En un suelo isótropo las líneas de flujo y las equipotenciales se cortan según ángulos rectos, lo que significa que la dirección del flujo es perpendicular a las líneas equipotenciales. Las líneas equipotenciales y las de flujo forman una red ortogonal. El esquema más sencillo de líneas ortogonales es el formado por una serie de cuadrados. Aunque se puede utilizar cualquier sistema ortogonal para las redes de flujo, el más corrientemente empleado es el de mallas cuadradas. A partir de una red de flujo el ingeniero puede determinar tres elementos de información muy útiles: el gasto, la carga y el gradiente.

Veamos en primer lugar cómo se puede utilizar la red de flujo para determinar el gasto de filtración a través del suelo. Consideremos el cuadrado *A* de la red de flujo de la Fig. 18.1c. El gasto que circula a través de este cuadrado *q_A* vale

$$q_A = ki_A a_A$$

La pérdida de carga total en el cuadrado *A* es igual a *H/n_d*, donde *H* es la pérdida de carga total en flujo, *n_d* es el número de cuadrados o reducciones de carga en la red e *i_A* vale *H/n_dl* donde *l* es la dimensión vertical de *A*. El área transversal *a_A* del cuadrado *A*, tal como se ve en

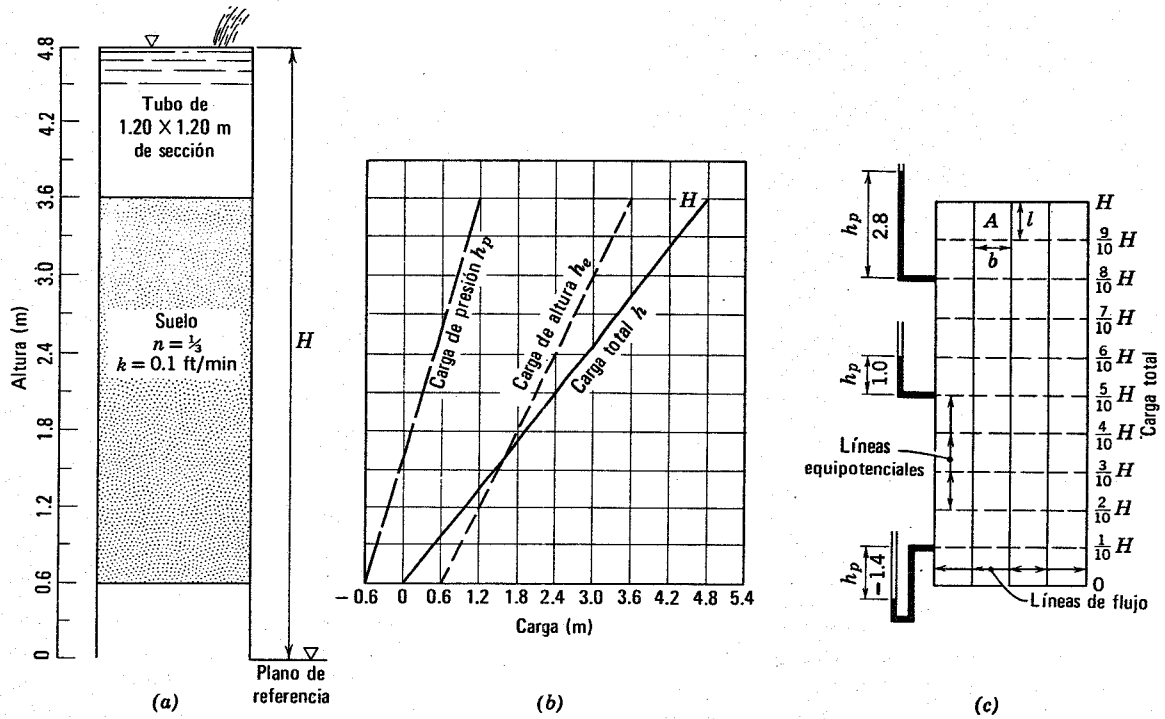


Fig. 18.1. Flujo unidimensional.

planta, es el producto de b , medida sobre la figura, por L , donde $L = 1$ m es la dimensión perpendicular a la figura. Por tanto,

$$q_A = \frac{kHb}{n_d l}$$

Al ser cuadrados todos los elementos de la red, $b = l$ y $q_A = k(h/n_d)$. Como todo el flujo que pasa a través del canal que contiene el cuadrado A debe pasar por éste, el gasto a través del cuadrado A es el que circula por todo el canal de flujo. Para obtener el gasto por unidad de longitud L , medida perpendicularmente a la figura, debemos multiplicar q_A por el número de canales de flujo n_f .

$$\frac{Q}{L} = q_A n_f = k \frac{H}{n_d} n_f$$

6

$$\frac{Q}{L} = kH \frac{n_f}{n_d} = kH \xi \quad (18.1)$$

El coeficiente $\xi = n_f/n_d$ es una característica de la red de flujo¹ y es independiente de la permeabilidad k y de la pérdida de carga total H ; se denomina *factor de for-*

¹ No es necesario que n_f y n_d sean enteros. El ejemplo 18.4 y el problema 18.7 muestran redes en las que la trayectoria de flujo más baja comprende rectángulos en lugar de cuadrados; es decir, no son trayectorias de flujo completas. En el ejemplo 18.4, $n_f \approx 2.6$.

ma de la red y se representa por el símbolo ξ . El valor de ξ para la red de la Fig. 18.1c es

$$\xi = \frac{n_f}{n_d} = \frac{4}{10} = 0.4$$

y

$$\begin{aligned} \frac{Q}{L} &= k \times H \times \xi = 5 \text{ cm/min} \times 400 \text{ cm} \times 0.4 \\ &= 800 \text{ cm}^3/\text{min/cm} \end{aligned}$$

y

$$\begin{aligned} Q &= \frac{Q}{L} \times 100 = 800 \times 100 = 80.000 \text{ cm}^3/\text{min} \\ &= 0.080 \text{ m}^3/\text{min} \end{aligned}$$

Este valor del gasto total de filtración es, por supuesto, el mismo que obtuvimos en nuestro cálculo inicial utilizando directamente la Ley de Darcy.

Veamos ahora cómo se puede utilizar la red de flujo para determinar la carga en cualquier punto. Como H es la pérdida de carga total y existen 10 escalones iguales de pérdida de carga, se pierde $H/10$ en la filtración desde una equipotencial a la siguiente. A la derecha de la red de flujo se indican los valores de la carga total. Es fundamental advertir que las equipotenciales de la red de flujo se han trazado por los puntos de igual carga total ya que el flujo viene controlado por esta carga. Una vez determinada la carga total y la geométrica para un punto cualquiera, podemos

determinar fácilmente la carga de presión como se hizo en el capítulo 17. Por ejemplo, consideremos un punto del suelo a la cota 2.5 en el que la carga total es $h = \frac{8}{10} \times H = 3.20$ m. y h_e es igual a la altura del punto, 2.50 m. La carga de presión es por tanto, igual a $h - h_e = 0.70$. La carga de presión en un punto cualquiera, es la altura por encima del mismo, a la que ascendería el agua en un piezómetro instalado en dicho punto. Así pues, el agua se mantiene a 0.70 m por encima de la cota 2.50 en el piezómetro esquematizado a la izquierda de la red de flujo. La presión intersticial a la cota 2.50 es $0.70 \text{ m} \times 1 \text{ ton/m}^3 = 0.70 \text{ ton/m}^2$. De forma análoga, las cargas de presión a las cotas 1.75 y 0.75 son 0.25 y -0.35 m respectivamente y se indican a la izquierda de la red de flujo.

Por último, utilicemos la red de flujo para determinar el gradiente en un punto cualquiera de la misma. El valor del gradiente i para cualquier elemento cuadrado es igual a la pérdida de carga total en dicho cuadrado dividida por la longitud del mismo, $i = \Delta h/l$. Como en la red de flujo de la Fig. 18.1c todos los cuadrados son del mismo tamaño, el gradiente para cualquiera de ellos vale $\Delta H/l$ es decir $H/(10 \times 0.25) = 1.6$.

Así pues, según los métodos descritos en los párrafos anteriores puede utilizarse una red de flujo para determinar el gasto, la carga en un punto cualquiera y el gradiente. El ejemplo elegido para esta demostración es tan sencillo que estas magnitudes se podrían haber obtenido fácilmente sin la red de flujo. El método utilizado con la red de flujo para obtener estos valores es aplicable a redes más complejas, mientras que los métodos más sencillos descritos en el capítulo 17 no son de uso práctico para sistemas de flujo bidimensional complejos. De aquí que el

objetivo del ejemplo de la Fig. 18.1 es explicar qué es una red de flujo y cómo se utiliza, demostrando además que los valores del caudal, carga y gradiente son correctos y exactos cuando se obtienen a partir de la red de flujo si la red utilizada para tales determinaciones también lo es.

18.2 RED DE FLUJO PARA FILTRACION BIDIMENSIONAL

En esta sección se explica el empleo de las redes de flujo en tres casos que suponen una filtración bidimensional. El primero, filtración bajo un tablestacado, y el segundo, filtración bajo una presa de concreto, son casos de flujo confinado ya que todas las condiciones de contorno están completamente definidas. El tercer caso, filtración a través de una presa de tierra, es de flujo libre o no confinado ya que la línea de corriente superior no está claramente definida (antes de construir la red de flujo).

Flujo bajo un tablestacado

En el capítulo 1 se citaron varios casos de problemas de ingeniería en los que se recurre a un tablestacado: una pared para mantener la excavación para un edificio, el muro de recinto de una terminal marítima, la pantalla anclada de un muelle de atraque, etc. Los métodos para calcular la estabilidad de estos muros, despreciando el efecto del agua se comentaron en el capítulo 13. En el capítulo 23 se expondrán los cálculos de estabilidad teniendo en cuenta la influencia del agua. El ejemplo 18.1 muestra un tablestacado hincado en un suelo limoso con una permeabilidad de 3×10^{-5} cm/minuto. El tablestacado es de longitud considerable en dirección perpendicular

► Ejemplo 18.1

Datos. Red de flujo de la Fig. E18.1.

Problema. Calcular las presiones intersticiales en los puntos a a i , el gasto de filtración y el gradiente de salida.

Solución.

Punto	Carga de altura (m)	Carga total (m)	Carga de presión (m)	Presión de agua (ton/m ²)
a	27.0	27.00	0	0
b	18.0	27.00	9.00	9.0
c	14.7	26.06	11.36	11.4
d	11.7	25.12	13.42	13.4
e	9.0	23.25	14.25	14.2
f	11.7	21.37	9.67	9.7
g	14.7	20.44	5.73	5.7
h	18.0	19.50	1.50	1.5
i	19.5	19.50	.0	0

Filtración bajo el tablestacado:

$$\frac{L}{Q} = k H \frac{1}{b} = 3 \times 10^{-5} \text{ cm/min} \times 750 \text{ cm} \times \frac{4}{8}$$

$$= 1125 \times 10^{-4} \text{ cm}^3 / \text{min} / \text{cm}$$

Gradiente de salida:

$$i = \frac{\Delta h}{l} = \frac{7.50}{3.45} = 0.27$$

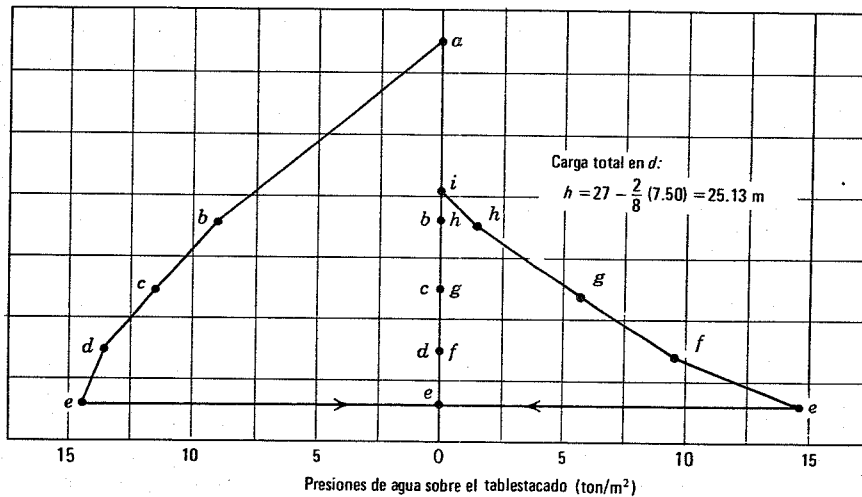
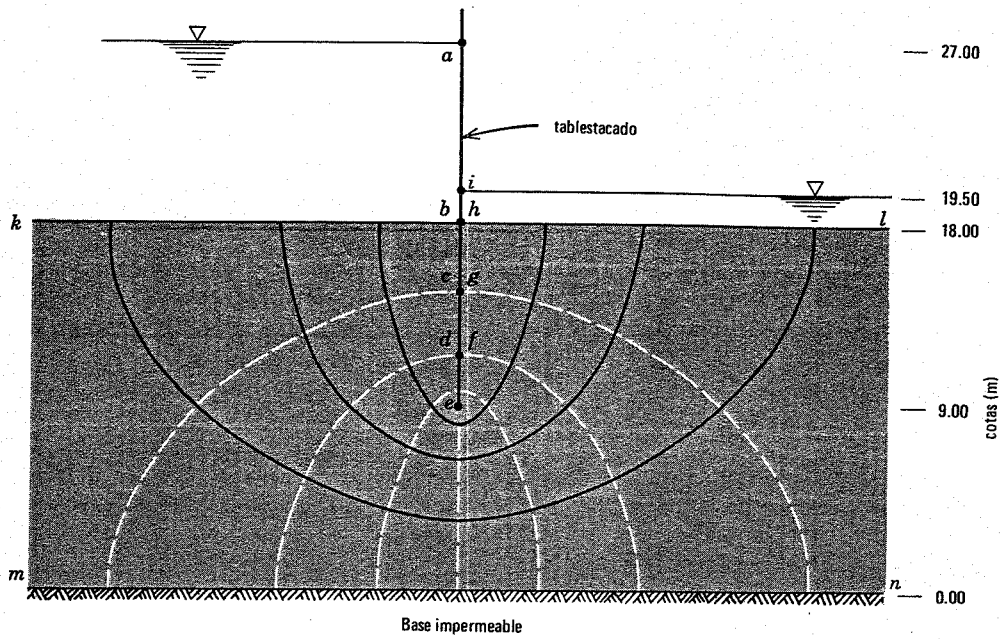


Fig. E18.1. Flujo bajo un tablestacado.

a la figura por lo cual el flujo de agua bajo el mismo es bidimensional.

Las condiciones de contorno para la filtración bajo el tablestacado son: *kb*, línea equipotencial de aguas arriba; *hl*, línea equipotencial de aguas abajo; *beh*, línea de flujo; *mn*, línea de flujo. Dentro de estos límites se ha dibujado la red de flujo que aparece en la figura. A partir de dicha red podemos calcular el caudal filtrado bajo el tablestacado, así como la presión intersticial en cualquier punto del terreno y el gradiente correspondiente.

Estos cálculos se han realizado en el ejemplo 18.1.

La representación de las presiones de agua, como se ha hecho en el ejemplo 18.1 sirve para el proyecto estructural del tablestacado y para estudiar la presión diferencial de agua que tiende a que se produzcan fugas a través de la pared.

La parte crítica frente a una posible ebullición o sifonamiento es aquella en la que el flujo en las proximidades de la superficie del terreno es vertical hacia arriba y el gradiente es máximo. Para el tablestacado esto se produce en el punto *h*: el flujo va hacia arriba como indican las líneas de flujo verticales y el gradiente vertical es máximo debido al hecho de que el cuadrado en el punto *h* es el de menores dimensiones de todos aquéllos en los que el flujo es ascensional. El gradiente en el cuadrado inmediato al tablestacado vale 0.27 como se deduce de los cálculos del ejemplo. Aunque este gradiente queda considerablemente por debajo del necesario para producir el sifonamiento (aproximadamente 1), es bastante elevado. Se puede conseguir económicamente un factor de seguridad mayor frente al sifonamiento en la parte de aguas abajo de la estructura, lo cual suele ser deseable debido a la gravedad

del sifonamiento y al hecho de que pequeñas variaciones del terreno pueden producir errores considerablemente grandes en el cálculo del gradiente de salida.

Filtración bajo presas de concreto

El ejemplo 18.2 muestra una presa de concreto cimentada sobre un terreno isótropo con una permeabilidad de 3 cm/min. La sección representada constituye realmente en vertedor ya que el agua pasa sobre la presa en ciertas épocas. En el instante considerado el agua del embalse está a la cota 28.20 y aguas abajo a la cota 20.40. Las líneas AB y GH representan pantallas impermeables, construidas generalmente hincando tablestacas en el terreno.² Con los mismos principios utilizados en el ejemplo de flujo bajo un tablestacado, se ha calculado la filtración bajo la presa, la carga de presión a lo largo de la base de la misma y el gradiente en el elemento X, como se muestra en el ejemplo 18.2.

El ejemplo 18.3 considera tres presas de concreto cimentadas sobre un suelo permeable. Los tres casos son idénticos, con la diferencia de que en el caso I no existe pantalla impermeable, en el caso II hay una pantalla de tablestacas en el paramento de aguas arriba y en el caso III la pantalla está en el pie de aguas abajo. En la figura se han dibujado las redes de flujo de los tres casos. La red del caso I es simétrica respecto al eje de la presa mientras que las de los casos II y III son idénticas pero de sentido inverso. Para cada uno de los tres casos, la tabla da el factor de forma de la red de flujo, el gasto de filtración, el gradiente de salida y la subpresión en el punto A. A partir de las redes de flujo y los resultados de la tabla podemos comparar fácilmente los tres casos. Las presas II y III tienen el mismo gasto de filtración, menor que el de la presa I. La presa III tiene el gradiente de salida mínimo, lo que indica que el pie de aguas abajo de la presa es el lugar más eficaz para situar la pantalla con el fin de reducir el gradiente de salida. Sin embargo la presa III tiene la mayor subpresión.

El ejemplo 18.3 ilustra claramente la utilidad de la red de flujo como método de proyecto. El ingeniero puede calcular fácilmente diversas combinaciones.

Filtración a través de una presa de tierra

El ejemplo 18.4 muestra la sección transversal de una presa de tierra cimentada sobre un terreno impermeable. Se ha dibujado también la red de flujo para un régimen de filtración establecido a través de la presa. La línea AB es la equipotencial de aguas arriba y AD es una línea de flujo. Estas dos condiciones de contorno están claramente determinadas. La línea BC es una línea de flujo límite y tiene la característica especial de que en todos los puntos de la misma la carga de presión es nula; es por tanto una línea freática. De aquí que la diferencia de carga total entre dos equipotenciales debe ser igual a la diferencia de altura entre los puntos en que tales equipotenciales cortan a la línea de corriente superior.* En otras palabras, BC es

² Aunque se supone generalmente que tales tablestacas son impermeables, en la realidad distan mucho de serlo.

* Esta línea se suele denominar también *línea de saturación*. (N.T.)

una línea de flujo en la cual la carga total es igual a la carga de altura. La posición de esta línea superior no se conoce hasta que no se ha dibujado la red de flujo. La línea CD no es equipotencial ni de flujo, pero en cualquier punto de ella, la carga total es igual a la de altura.

Si no hubiera un pie de enrocamiento en la presa del ejemplo 18.4, la línea de corriente superior, o línea de saturación, terminaría en el talud de aguas abajo de la presa como se indica en la Fig. 18.2a. El talud AB se erosionaría gradualmente (el agua que brotase arrastraría partículas de suelo con ella). Este proceso podría producir eventualmente la ruina total de la presa. Con objeto de evitar una falla de este tipo es necesario colocar drenes que hagan descender la posición de la línea de saturación. El pie de enrocamiento del ejemplo 18.4 es una forma posible de dren; otros tipos usuales se indican en la Fig. 18.2. El diseño de un sistema de drenaje satisfactorio es uno de los problemas más importantes que supone el proyecto de una presa de tierra.

Incluso si se ha colocado drenaje, es necesario considerar también la estabilidad de todo el talud de aguas abajo frente a un deslizamiento por corte. El cálculo de estabilidad se hace comparando las fuerzas que tienen al producir el deslizamiento de una cierta masa de tierra (fuerzas desestabilizadoras) con aquéllas que tienden a contrarrestar el movimiento (fuerzas resistentes) como se

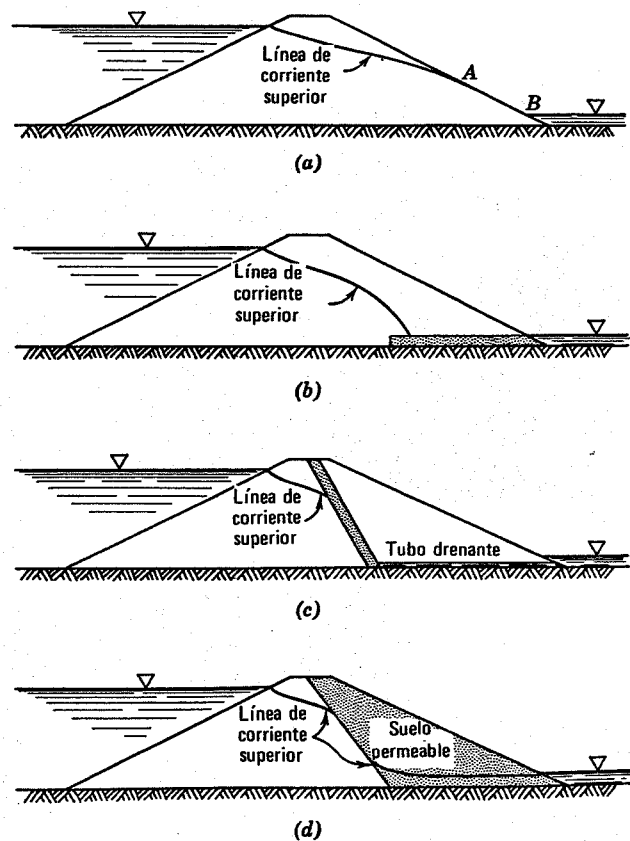


Fig. 18.2. Tipos de drenaje interno de presas de tierra. a) Presa homogénea sin drenaje interno. b) Presa homogénea con filtro aguas abajo. c) Presa homogénea con filtros en el núcleo. d) Presa mixta, con respaldo drenante.

explicó en el capítulo 13. Una de las fuerzas desestabilizadoras existentes en el talud de aguas abajo es la fuerza del agua. Esta fuerza puede deducirse de una red de flujo como se muestra en el ejemplo 18.4. La curva *DE* es una superficie de deslizamiento posible sobre la cual se calculan las fuerzas. El diagrama de la carga de presión del agua a lo largo de la curva *DE* se obtuvo por el mismo

método utilizado para representar el diagrama de presiones en el tablestacado del ejemplo 18.1 y el de subpresiones de la presa del ejemplo 18.2. El cálculo de la presión a lo largo de la curva puede facilitarse teniendo en cuenta el hecho de que la carga de presión es nula donde cada equipotencial corta a la línea de saturación. En otras palabras, la presión de agua en un punto cualquiera de

► Ejemplo 18.2

Datos. Red de flujo de la Fig. 18.2.

Problema. Calcular las cargas de presión en los puntos *A* a *H*; el gasto de filtración; gradiente en *X*.

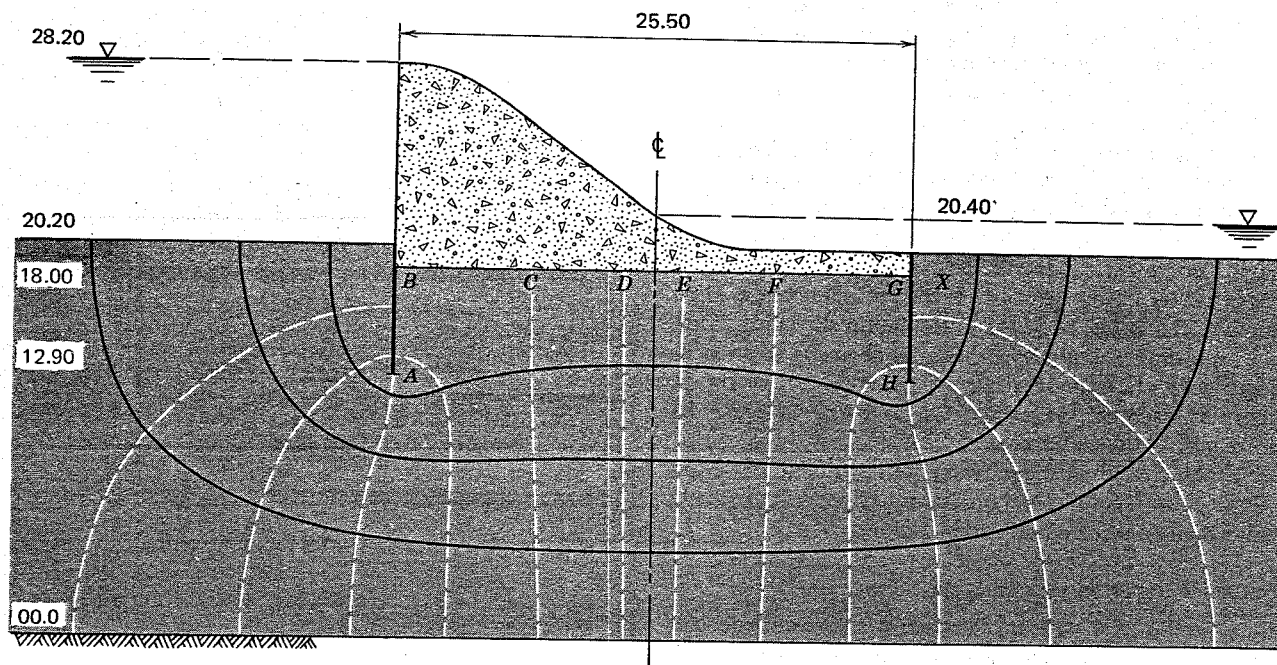
Solución. Las cargas de presión se indican en la Fig. E18.2. Gasto de filtración:

$$n_f = 4 \quad n_d = 12,6 \quad k = 3 \text{ cm/min} \quad \xi = \frac{n_f}{n_d} = 0.317$$

$$\frac{Q}{L} = k H \xi = 3 \text{ cm/min} \times 780 \text{ cm} \times 0.317 = 740 \text{ (cm}^3\text{/min)/cm} = 0.074 \text{ (m}^3\text{/min)/m}$$

Gradiente en *X*:

$$i_x = \frac{\Delta h}{i} = \frac{0.629}{3.30} = 0.19$$



	A	B	C	D	E	F	G	H
0								
3								
6								
9		24.7	23.7	21.6	20.4	18.3		17.3
12								31.2
15	44.8							

Fig. E18.2. Filtración bajo una presa.

► Ejemplo 18.3

Para las presas que aparecen en la Fig. E18.3 determinar el gasto de filtración, la subpresión en el punto A y el gradiente de salida máximo [$K = 3(\text{cm}/\text{min})/\text{cm}$].

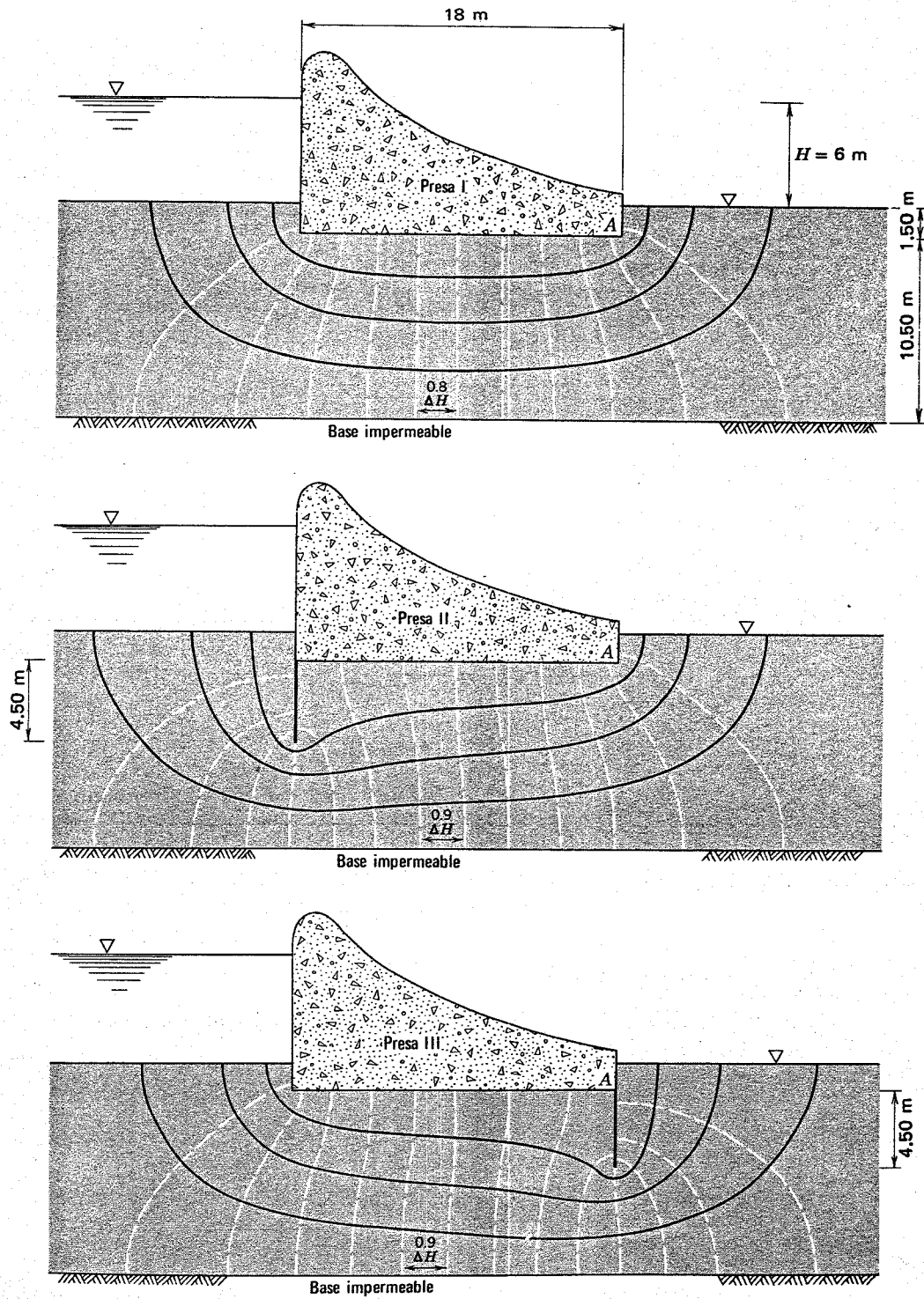


Fig. E18.3. Flujo bajo tres presas.

EJEMPLO 18.3 (continuación)

Presa	Factor de forma de la red de flujo	Filtración bajo la presa [(cm ³ /min)/cm]	Subpresión en A (m)	Gradiente de salida
I	4/12	6.00	2.25	0.42
II	4/14	5.14	2.13	0.34
III	4/14	5.14	3.90	0.18

► **Ejemplo 18.4**

Datos: Red de flujo de la Fig. E18.4.

Problema. Calcular el gasto de filtración, el gradiente en el elemento I, las presiones intersticiales a lo largo de una superficie de deslizamiento ED.

Solución: El gasto de filtración bajo la presa vale

$$\frac{Q}{L} = kH \xi$$

donde k = permeabilidad = 0.9 cm/min, $H = 12$ m $\xi = \frac{n_f}{n_d} = \frac{2.65}{9} = 0.294$

Por tanto, $\frac{Q}{L} = 0.9 \text{ cm/min} \times 1200 \text{ cm} \times 0.294 = 317 \text{ (cm}^3\text{/min)/cm}$

El gradiente en el elemento I vale $i_I = \frac{\Delta h}{i_I} = \frac{12/9}{3.35} = 0.40$

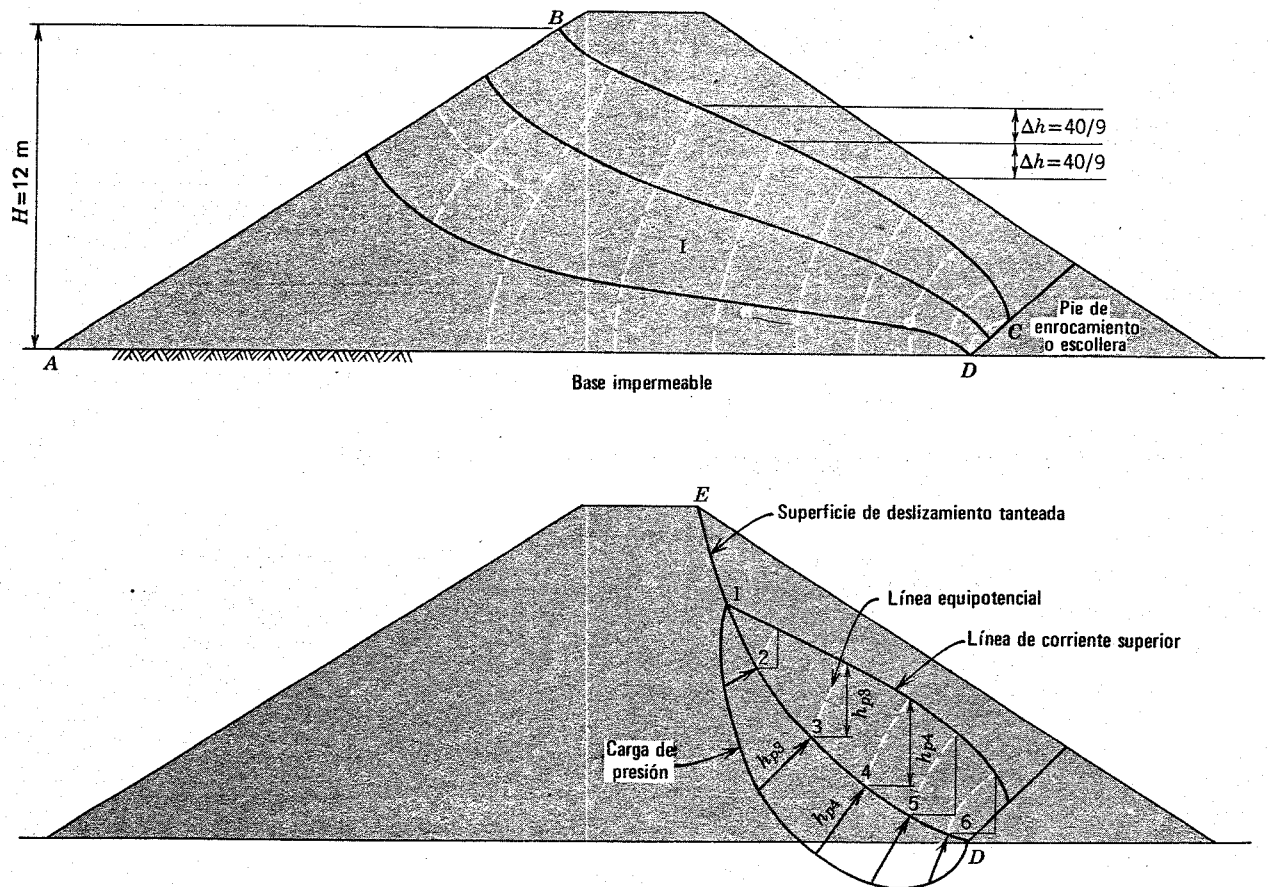


Fig. E18.4. Filtración a través de una presa de tierra (red de flujo del Corps of Engineers, 1952).

una línea equipotencial es simplemente la diferencia de altura entre el punto considerado y el punto en el que la equipotencial correspondiente corta a la línea de saturación. Esta propiedad se utilizó para trazar el diagrama de presiones del ejemplo 18.4. Un proyecto adecuado de los drenes internos reducirá las presiones intersticiales en la parte de aguas abajo de la presa y por tanto se evitará un deslizamiento general.

18.3 ECUACION FUNDAMENTAL DEL FLUJO DE AGUA EN UN SUELO

La red de flujo utilizada en las dos secciones anteriores se expuso de forma intuitiva, con pequeña justificación teórica. En esta sección se deduce la ecuación del flujo en suelos, que sirve de base para la red de flujo y para otros métodos de resolución de problemas de filtración.

Consideremos un elemento de suelo, Fig. 18.3, al través del cual se produce un flujo laminar q con componentes en las direcciones x, y, z :

$$q = q_x + q_y + q_z$$

Mediante la Ley de Darcy podemos escribir las siguientes expresiones de la componente vertical del flujo q_z .

Gasto entrante por la base del elemento $q_z = kia$, donde a es el área de la cara inferior:

$$q_z = k_z \left(-\frac{\partial h}{\partial z} \right) dy dx$$

Gasto saliente por la parte superior del elemento

$$q_z = \left(k_z + \frac{\partial k_z}{\partial z} dz \right) \left(-\frac{\partial h}{\partial z} - \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} dz \right) dy dx$$

donde

k_z = permeabilidad en la dirección z , en el punto x, y, z

h = carga total

El gasto neto que entra en el elemento debido al flujo vertical es q_z = gasto entrante por la base - gasto saliente por la parte superior:

$$\Delta q_z = k_z \left(-\frac{\partial h}{\partial z} \right) dy dx - \left(k_z + \frac{\partial k_z}{\partial z} dz \right) \times \left(-\frac{\partial h}{\partial z} - \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} dz \right) dy dx$$

$$\Delta q_z = \left(k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} + \frac{\partial k_z}{\partial z} \frac{\partial h}{\partial z} + \frac{\partial k_z}{\partial z} dz \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} \right) dx dy dz$$

para el caso de permeabilidad constante

$$\Delta q_z = \left(k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} \right) dx dy dz$$

Análogamente, el gasto neto en la dirección x es

$$\Delta q_x = \left(k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} \right) dx dy dz$$

Para el caso de flujo bidimensional $q_y = 0$

$$\Delta q = \Delta q_x + \Delta q_z = \left(k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} \right) dx dy dz$$

El volumen de agua V en el elemento es

$$V_w = \frac{Se}{1 + e} dx dy dz$$

y la velocidad de variación del volumen de agua es

$$\Delta q = \frac{\partial V_w}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{Se}{1 + e} dx dy dz \right)$$

Como $dx dy dz / (1 + e)$ es igual al volumen de las partículas sólidas en el elemento y es una constante,

$$\Delta q = \frac{dx dy dz}{1 + e} \frac{\partial(Se)}{\partial t}$$

Igualando las dos expresiones de Δq se obtiene

$$\left(k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} \right) dx dy dz = \frac{dx dy dz}{1 + e} \frac{\partial(Se)}{\partial t}$$

que se reduce a

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \frac{1}{1 + e} \left(e \frac{\partial S}{\partial t} + S \frac{\partial e}{\partial t} \right) \quad (18.2)$$

La ecuación 18.2 es la básica del flujo laminar bidimensional en un suelo. Considerando los términos en e

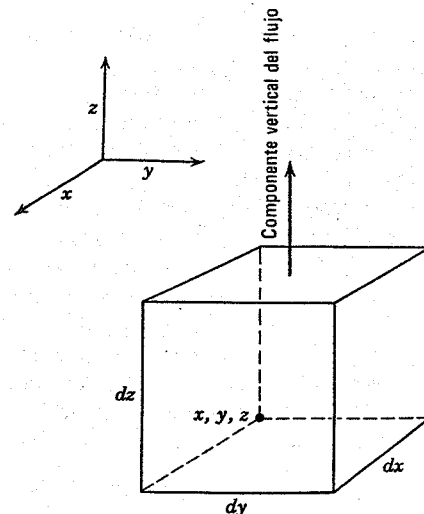


Fig. 18.3. Flujo a través de un elemento de suelo.

y S del miembro de la derecha de la ecuación podemos advertir cuatro tipos posibles de flujo:

1. e y S constantes.
2. e variable y S constante.
3. e constante y S variable.
4. e y S variables.

El tipo 1 es el flujo estacionario o establecido estudiado en el capítulo 17 y en este mismo, mientras que los tipos 2, 3 y 4 son casos de flujo no establecido. El tipo 2 es de consolidación cuando e disminuye y de dilatación o expansión cuando e aumenta y se considerará en la Parte V. El tipo 3 es de drenaje a volumen constante cuando S disminuye y de absorción si S aumenta. El tipo 4 comprende los problemas de compresión y expansión. Los tipos 3 y 4 son casos complejos de flujo para los que no se han encontrado soluciones satisfactorias.³

Para flujo establecido (e y S constantes) la ecuación 18.2 se reduce a

$$k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} + k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} = 0 \quad (18.3)$$

y cuando la permeabilidad es la misma en todas las direcciones ($k_z = K_x$) la ecuación 18.3 se reduce a

$$\frac{\partial^2 h}{\partial z^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} = 0 \quad (18.4)$$

La ecuación 18.4 es la ecuación de Laplace. Expresa que la variación del gradiente en la dirección z más la variación del gradiente en la dirección x es nula. El hecho de que la ecuación básica del flujo establecido en un suelo isotrópico (ecuación 18.4) satisfaga la ecuación de Laplace significa que las líneas de flujo son ortogonales a las líneas equipotenciales en una red de flujo. En otras palabras, las redes de flujo dibujadas en las dos secciones anteriores constituyen una solución particular teórica del problema de filtración.

18.4 FLUJO EN TERRENOS NO HOMOGÉNEOS Y ANISOTROPOS

Aunque la ecuación 18.2 se dedujo para condiciones bastante generales, los ejemplos numéricos anteriores suponían únicamente que las propiedades del suelo no variaban de un punto a otro, tanto vertical como horizontalmente (suelo *homogéneo*) y que el suelo tenía las mismas propiedades en un punto dado cualesquiera que fueran los planos considerados a través del mismo (suelo *isótropo*). Desgraciadamente los suelos no suelen ser homogéneos ni isótropos. Como se explicó en el capítulo 7, los suelos sedimentarios se han depositado a lo largo de un período de muchos años. Durante ese tiempo varió la naturaleza de los sedimentos y el ambiente de la sedimentación, con el resultado de que el suelo depositado varía verticalmente y, bajo ciertas condiciones (como la sedimentación en las proximidades de una costa), también

horizontalmente. Los perfiles del terreno real expuestos en el capítulo 7 y en otros lugares de este libro señalan una notable variación de las propiedades del suelo con la profundidad; así, el ejemplo 16.2 mostraba un terreno con cuatro suelos diferentes en los 55 m superiores. Como se indicaba en el perfil, las permeabilidades de los cuatro suelos varían desde 3×10^{-5} a 2×10^{-7} cm/seg.

Según se expuso en el capítulo 8, el proceso de formación de un suelo sedimentario es tal que la compresión vertical es mayor que la horizontal, por lo cual la presión horizontal efectiva es aproximadamente la mitad que la presión vertical efectiva en un suelo normalmente consolidado. Debido a la mayor presión efectiva vertical en un suelo sedimentario, las partículas arcillosas aplanadas tienden a orientarse horizontalmente, dando lugar a una menor permeabilidad en dirección vertical que en dirección horizontal.

Debido a la variación en la naturaleza de los sedimentos en dirección vertical y a la orientación de las partículas, suele ser usual una relación de 2 a 10 entre las permeabilidades horizontal y vertical para una arcilla normalmente consolidada.

En los depósitos artificiales, al igual que en los naturales, la permeabilidad horizontal tiende a ser mayor que la vertical. El método de colocación y compactación de terraplenes y rellenos es tal que tienden a producirse estratificaciones en el interior de los mismos. La relación entre la permeabilidad horizontal y la vertical en terraplenes compactados tiende a ser incluso mayor que en las arcillas normalmente consolidadas.

Suelo no homogéneo

Con el fin de estudiar el flujo de agua a través de un suelo no homogéneo consideremos los dos casos que aparecen en el ejemplo 18.5. En la parte (a) una capa de suelo B de 1 m de espesor con una permeabilidad de 0.3 cm/min está recubierta por una capa de un suelo A , de 1 m de espesor y una permeabilidad de 3 cm/min. En la parte (b) los suelos A y B están colocados uno al lado del otro, con una cara vertical de contacto entre ambos. En cada caso, se produce un flujo establecido a través del suelo, con una pérdida de carga total de 3 m de agua.

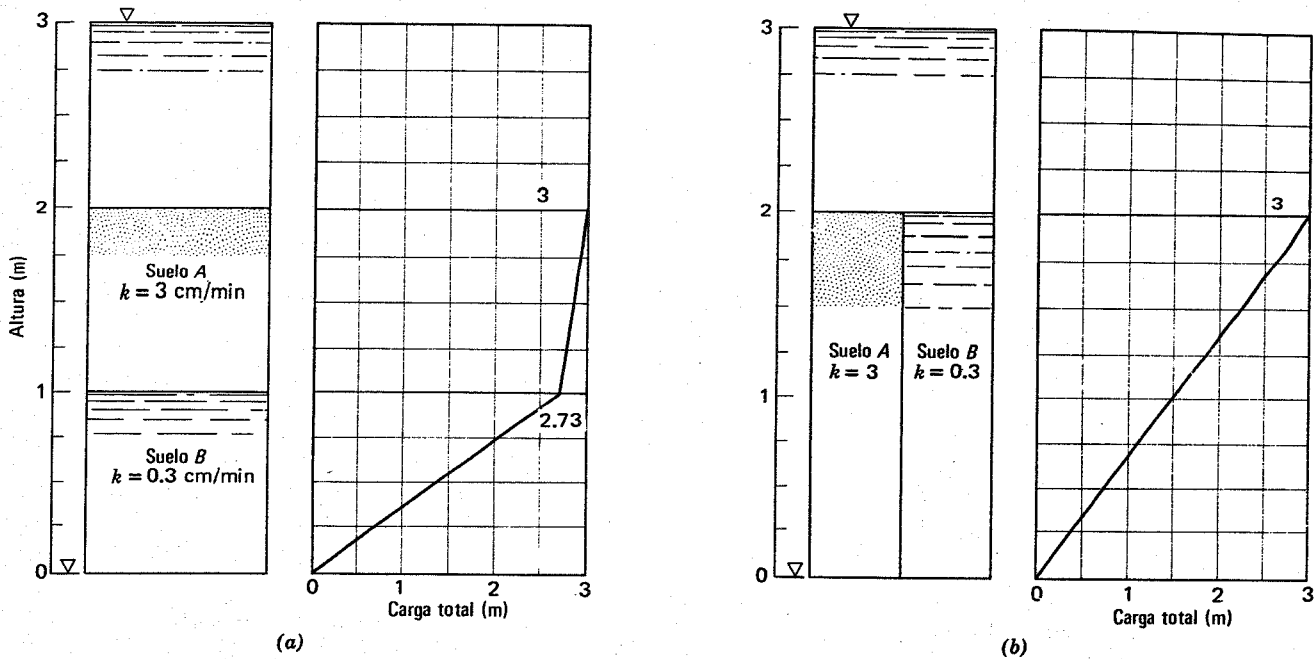
En el ejemplo 18.5 se obtiene el gasto de filtración y la pérdida de carga total en ambos casos. Cuando el flujo es normal a las dos capas de suelo, el gasto es, por supuesto, igual a través de ambas y la mayor parte de la pérdida de carga se produce en el suelo de menor permeabilidad. Cuando el flujo es paralelo a las dos capas, el diagrama de carga total es el mismo para ambos suelos y la mayor parte del flujo discurre a través del suelo de mayor permeabilidad. Con estos dos sencillos ejemplos vemos que, a) para el flujo normal a las capas de suelo la pérdida de carga y el gasto de filtración dependen principalmente del suelo menos permeable y, b) para flujo paralelo a las capas el gasto está prácticamente controlado por el suelo más permeable.

La Fig. 18.4 muestra un canal de flujo (parte de una red bidimensional) que pasa del suelo A al suelo B . La permeabilidad del suelo A es el doble que la del suelo B . Por el principio de continuidad (es decir, debe circular el mis-

³ La ecuación 18.2 sólo es estrictamente aplicable para pequeñas deformaciones.

► Ejemplo 18.5

Dados, los dos recipientes rellenos de suelo de la Fig. 18.5, obtener el gasto y la carga total en función de la altura.



Suelo A:

$$\frac{Q}{L} = 3 \text{ cm/min} \times \frac{0.27}{1} \times 100 \text{ cm} = 81 \text{ cm}^3/\text{min/cm}$$

Suelo B:

$$\frac{Q}{L} = 0.3 \text{ cm/min} \times \frac{2.7}{1} \times 100 \text{ cm} = 81 \text{ cm}^3/\text{min/cm}$$

Suelo A:

$$\frac{Q}{L} = 3 \text{ cm/min} \times \frac{3}{2} \times 50 \text{ cm} = 225 \text{ cm}^3/\text{min/cm}$$

Suelo B:

$$\frac{Q}{L} = 0.3 \text{ cm/min} \times \frac{3}{2} \times 50 \text{ cm} = 22.5 \text{ cm}^3/\text{min/cm}$$

Fig. E18.5. Flujo a través de dos suelos

mo caudal por el canal de flujo comprendido en el suelo A que por el del suelo B, podemos deducir la relación entre los ángulos de incidencia de las líneas de flujo en la frontera entre los dos canales de flujo. Esto se aprecia en la Fig. 18.4. No sólo cambia la dirección del flujo en la separación entre suelos de diferentes permeabilidades sino también la geometría de los rectángulos de la red de flujo. Como puede verse en la Fig. 18.4, los elementos no son cuadrados en el suelo B, como en el caso A, sino rectángulos cuyo ancho es el doble de la distancia entre equipotenciales.

Suelo anisótropo

La ecuación de Laplace del flujo (ecuación 18.4), se basaba en que la permeabilidad era la misma en todas las direcciones. Antes de establecer la condición de anisotropía en la ecuación de Laplace, teníamos

$$k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} + k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} = 0 \quad (18.3)$$

Podemos reducir la ecuación 18.3 a la forma

$$\frac{\partial^2 h}{\partial z^2} + \frac{\partial^2 h}{(k_z/k_x) \partial x^2} = 0$$

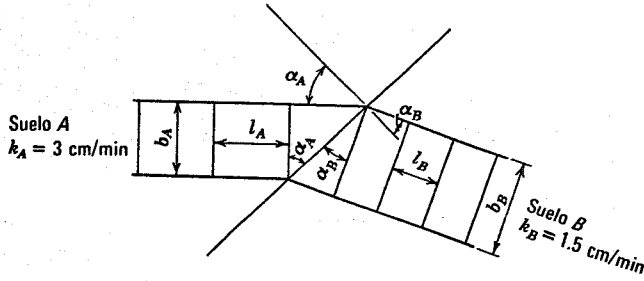
y aún más a

$$\frac{\partial^2 h}{\partial z^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial x_T^2} = 0 \quad (18.5)$$

donde

$$x_T = \left(\frac{k_z}{k_x} \right)^{1/2} x \quad (18.6)$$

En otras palabras, si transformamos todas las dimensiones x de la sección transversal mediante la ecuación 18.6, obtenemos la ecuación 18.5 que es una ecuación de Laplace. Podemos, por tanto, construir la red de flujo de cualquier terreno anisótropo aplicando en primer lugar una transformación y dibujando la red de la sección trans-



$$q_A = q_B$$

$$q_A = k_A \frac{\Delta h}{l_A} b_A$$

$$q_B = k_B \frac{\Delta h}{l_B} b_B$$

$$k_A \frac{\Delta h}{l_A} b_A = k_B \frac{\Delta h}{l_B} b_B$$

$$\frac{l_A}{b_A} = \operatorname{tg} \alpha_A \quad \text{y} \quad \frac{l_B}{b_B} = \operatorname{tg} \alpha_B$$

$$\frac{k_A}{\operatorname{tg} \alpha_A} = \frac{k_B}{\operatorname{tg} \alpha_B}$$

$$\text{y}$$

$$\frac{k_A}{k_B} = \frac{\operatorname{tg} \alpha_A}{\operatorname{tg} \alpha_B}$$

Fig. 18.4. Flujo entre dos suelos.

formada. La permeabilidad a utilizar en esta sección transformada es

$$k_e = \sqrt{k_x k_z} \quad (18.7)$$

donde k_e es la permeabilidad efectiva.

A partir de una sección transformada, podemos determinar directamente el gasto de filtración mediante la ecuación 18.5, substituyendo la permeabilidad efectiva k_e en lugar de k (ver la Fig. 18.5). Además la sección transformada puede utilizarse para calcular la carga de presión en un punto cualquiera. Sin embargo para obtener los gradientes es importante tener en cuenta que las dimensiones de la sección transformada deben corregirse para calcular la distancia en que se produce una determinada pérdida de carga total. Esto puede verse en la Fig. 18.6, que muestra una parte de red de flujo en un suelo anisótropo. A la izquierda se indica la red de flujo transformada, cuyos elementos son cuadrados. En la sección real, los elementos no son cuadrados sino paralelogramos. Para calcular el gradiente que se produce en la red dividimos la pérdida de carga entre líneas equipotenciales por la distancia l_N , que es la distancia normal entre equipotenciales a una escala natural y por l_T , que es la distancia entre equipotenciales a la escala transformada.

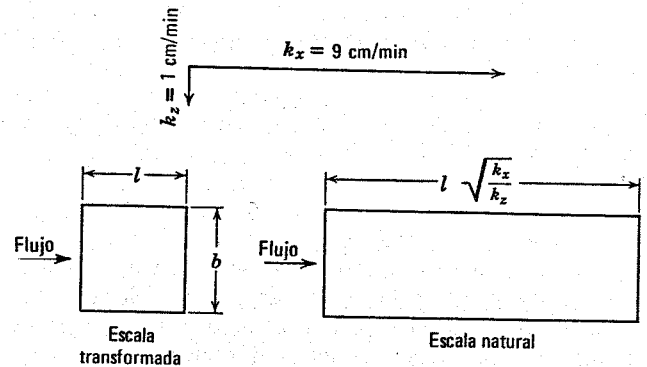
La Figura 18.6 muestra también el importante concepto de que el flujo sólo es perpendicular a las líneas equipotenciales si el suelo es isótropo. Como puede verse en la sección real de la red de flujo, la filtración no es perpendicular a la línea equipotencial en la Fig. 18.6.

18.5 METODOS DE RESOLUCION DE PROBLEMAS DE FLUJO

En este capítulo sobre el flujo establecido se ha estudiado el empleo de la red de flujo para obtener el gasto filtrado a través o bajo una estructura y la presión intersticial y el gradiente en un punto cualquiera de la red de flujo. Aunque ya se han expuesto los principios fundamentales sobre los que se basa la red de flujo, poco se ha dicho sobre el método para la determinación de dicha red. Consideremos ahora brevemente los métodos utilizados para el dibujo de la red, así como otros métodos para la resolución de problemas de flujo.⁴

En los sencillos casos de flujo establecido unidimensional tratados en el capítulo 15 y al comienzo de este capítulo, el gasto de filtración, el gradiente y la carga en cada punto podían obtenerse simplemente utilizando la Ley de Darcy y la expresión: carga total = carga de altura + carga de presión. En problemas de flujo bidimensional estos dos principios por sí solos no son suficientes para la obtención de soluciones. La deducción de la ecuación básica del flujo en un suelo condujo a la ecuación de Laplace (ecuación 18.4). Esta deducción supuso dos expresiones básicas: la Ley de Darcy y $h = h_e + h_p$. Los cuatro métodos de resolución de problemas de flujo descritos a

⁴ Se sale del ámbito de este libro el estudio detallado de estos métodos y la resolución de problemas de flujo. El lector interesado en tal información puede consultar Harr(1962) o Scott (1963). Cedergren (1967) ha hecho un excelente estudio de las redes de flujo.



Sección transformada:

$$q_T = k_e i a = k_e \frac{\Delta h}{l} b = k_e \Delta h$$

Sección natural:

$$q_N = k_x \dot{L} a = k_x \frac{\Delta h}{l \sqrt{k_x/k_z}} b = k_x \frac{\Delta h}{\sqrt{k_x/k_z}}$$

Como $q_T = q_N$,

$$k_e \Delta h = k_x i a = k_x \frac{\Delta h}{\sqrt{k_x/k_z}}$$

$$k_e = \sqrt{k_x k_z}$$

Fig. 18.5. Flujo en un suelo anisótropo.

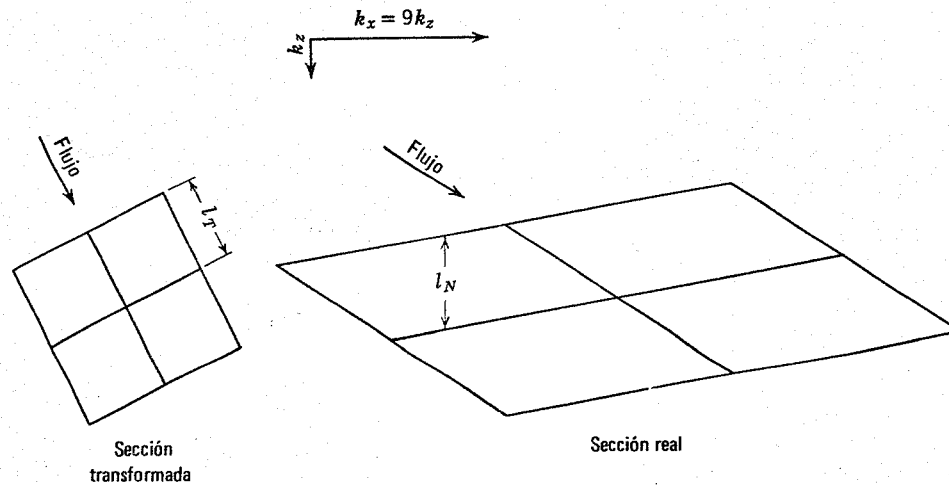


Fig. 18.6. Parte de una red de flujo en un suelo anisótropo.

continuación se basan en la ecuación de Laplace. La finalidad de todos estos métodos es obtener la red de flujo para cada problema.

Dibujo de la red de flujo

La red de flujo para una sección transversal dada se obtiene transformando en primer lugar la sección (si el terreno es anisótropo), fijando las condiciones de contorno y dibujando la red mediante tanteos. Las líneas de flujo y las equipotenciales deben ser ortogonales y deben cumplirse las diversas reglas referentes a las condiciones de contorno y a los contactos entre zonas de diferentes permeabilidades.

El dibujo de la red de flujo fue sugerido por primera vez por Forchheimer y desarrollado posteriormente por A. Casagrande (1937). Este método tiene la ventaja de dar una visión directa del problema. Con el dibujo se puede apreciar claramente cómo influyen las diversas modificaciones sobre la resolución del problema.

El inconveniente principal de la representación de la red radica en la dificultad del dibujo de la misma. Una red bien ajustada, para un sencillo caso de flujo bidimensional, puede requerir varias horas de dibujo. Desgraciadamente, muchas personas no están bien dotadas para el dibujo y encuentran difícil el trazado de redes correctas. Este inconveniente queda superado por el feliz hecho de que la solución de un problema bidimensional no es demasiado sensible a la calidad de la red de flujo. Incluso una red toscamente aproximada suele permitir una determinación exacta de gastos, presiones intersticiales y gradientes. Además, en la literatura de mecánica de suelos ya existen redes de flujo para muchos casos prácticos.

Métodos analíticos

Hay algunos problemas de flujo para los que se ha obtenido la solución teórica. De ellos, la solución mejor conocida es la que corresponde a la filtración a través de una presa de tierra, semejante a la que aparece en el ejem-

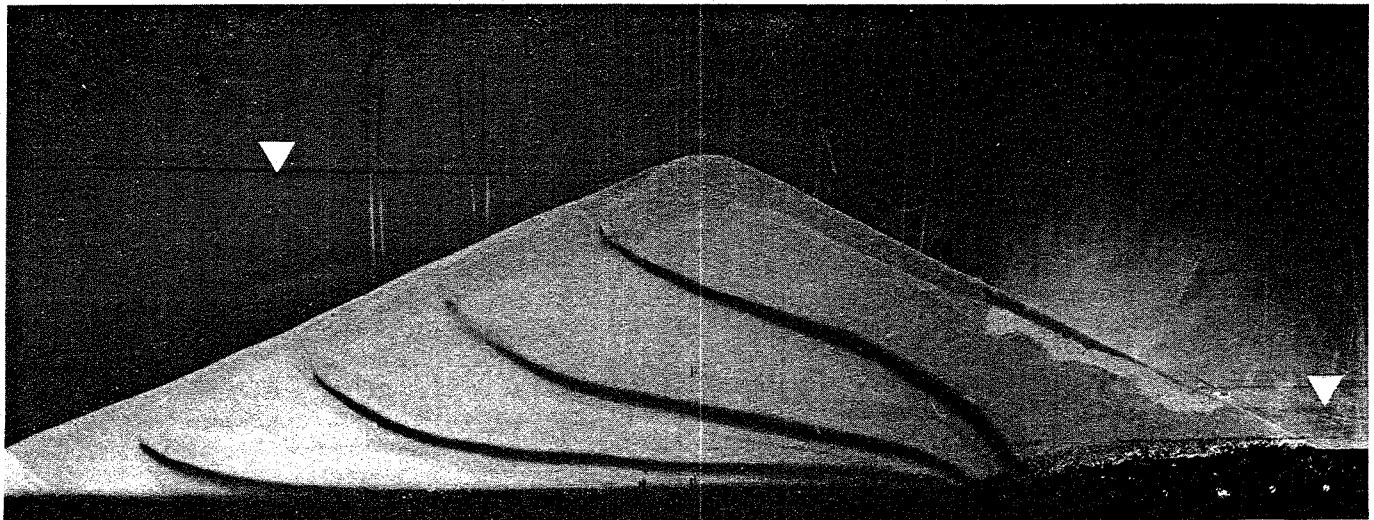


Fig. 18.7. Filtración a través de un modelo de presa.

plo 18.4. Si la equipotencial de aguas arriba es una parábola y el dren de pie de presa es horizontal, la red de flujo está formada por un sistema de parábolas homofocales. Esta solución fue obtenida por Kozeny en 1933. A. Casagrande desarrolló aproximaciones a la parábola de Kozeny para tener en cuenta que el paramento de aguas arriba de la estructura sea una línea recta en lugar de una parábola. Introdujo también modificaciones en la ecuación de Kozeny para el caso de que la filtración no terminara en un dren horizontal.

El tablestacado del ejemplo 18.1 es otro problema que tiene una solución teórica (ver Harr, 1962). Para la geometría del caso indicado, el gradiente de salida máximo es

$$i_{\text{salida}} = \frac{1}{\pi} \times \frac{\text{Pérdida de carga total}}{\text{Empotramiento del tablestacado}}$$

$$= 0.32 \times \frac{7.50}{9.00} = 0.266$$

El gradiente teórico (0.266) es prácticamente el mismo obtenido a partir de la red de flujo (0.27).

Modelos

Un problema de flujo puede resolverse construyendo un modelo a escala y estudiando la filtración en el modelo. Por ejemplo la Fig. 18.7 muestra la filtración en un modelo de presa de tierra análogo a la del ejemplo 18.4. El modelo está formado por arena colocada entre dos placas paralelas de lucita, separadas 10 cm. La presa tiene una altura de 38 cm y sus taludes son de 2 en horizontal por 1 en vertical. Se produce un flujo establecido hacia el dren de pie de presa tal como indican las líneas de colorante. Pueden verse en la fotografía los tubos piezométricos instalados.

Los modelos resultan muy útiles para ilustrar los fundamentos del flujo de fluidos. El modelo de la Fig. 18.7 se utilizó para prácticas de laboratorio. Los estudiantes calculaban el gasto de filtración y la presión intersticial en diversos puntos de la presa, comparando sus cálculos con los valores medidos en el modelo. Construyendo y sometiendo a prueba en primer lugar una presa sin filtro, los estudiantes pudieron apreciar claramente lo que sucede en una presa cuando el agua de filtración brota por el talud de aguas abajo: la falla de la presa.

Sin embargo, los modelos de suelo son de empleo limitado para la solución general de problemas de filtración debido al tiempo y al trabajo necesarios para construir estos modelos y debido a las dificultades creadas por la capilaridad. El ingeniero puede dibujar muchas redes de flujo y estudiar la influencia de las diversas variantes en un período de tiempo más corto que el necesario para construir un modelo. Aunque el flujo que se produce por encima de la línea de saturación puede ser de escasa importancia en la presa real, puede tener un efecto considerable en un modelo de suelo. Si el ingeniero emplea una arena fina en su modelo se encuentra que hay flujo de agua por encima de la línea de saturación. Esta zona de capilaridad puede ser una fracción importante de la altura del modelo.

También se han utilizado modelos con líquidos viscosos para estudiar problemas de flujo. Puede emplearse un modelo de placas transparentes (vidrio o plástico), colocadas muy juntas y rellenas con un fluido como glicerina, para resolver un problema de flujo ya que el líquido viscoso seguirá las mismas leyes de flujo que el agua en el suelo. Aunque tales modelos se han utilizado con éxito para el estudio en detalle de algunos tipos de problemas como el flujo al interior de un pozo, su empleo para resolver problemas prácticos viene limitado por la dificultad de construirlos.

Métodos analógicos

La ecuación de Laplace para el flujo de fluidos también es aplicable al flujo eléctrico y de calor. Si bien se han encontrado dificultades prácticas al intentar utilizar los modelos de flujo térmico para resolver problemas de flujo de fluidos, los modelos eléctricos se han empleado con bastante profusión. En el modelo eléctrico el voltaje corresponde a la carga total, la conductividad a la permeabilidad y la intensidad de corriente a la velocidad. La medida del voltaje permite localizar las equipotenciales que pueden servir para trazar la red de flujo. Los modelos eléctricos son muy útiles a efectos educativos y, al ser más fáciles de construir que los modelos con suelo, se pueden adoptar fácilmente a una amplia variedad de condiciones de contorno, sirviendo así para resolver problemas demasiado complicados para poderlos estudiar trazando la red de flujo.

Análisis numérico

La ecuación de Laplace puede resolverse aproximadamente por métodos de cálculo numérico. Mediante una serie de aproximaciones pueden obtenerse las cargas totales en diversos puntos de la red. Los métodos de relajación se basan en este principio.

Cuando sean más accesibles los calculadores digitales de elevada velocidad, aumentará grandemente la importancia del cálculo numérico para resolver los problemas de flujo de fluidos. Mediante programas aplicables a estos problemas las soluciones se podrán obtener muy rápidamente.

Resumen de los métodos para la resolución de problemas de flujo

Como puede ver el lector, existen diversos métodos para resolver los problemas de flujo de fluidos. Los métodos utilizados en el capítulo 17 son de gran valor ya que se basan en los principios fundamentales del flujo de fluidos, cuyo conocimiento es esencial para el estudiante. La red de flujo constituye una herramienta muy valiosa ya que da una visión del problema de flujo. En el futuro se apreciará un papel cada vez más importante de las calculadoras digitales para resolver problemas complicados de flujo. Con la calculadora será posible resolver y representar los resultados para muchos casos típicos. El ingeniero puede obtener una solución aproximada de los problemas prácticos comparando cada problema particular con uno del que se haya obtenido una solución.

18.6 RESUMEN DE PUNTOS PRINCIPALES

1. Una red de flujo es un sistema de cuadrados o rectángulos formados por la intersección de líneas de flujo y líneas equipotenciales.
2. A partir de una red de flujo el ingeniero puede obtener. *a)* el gasto de filtración, *b)* la presión intersticial y *c)* el gradiente.
3. El gasto de filtración es q , donde $q = k H \xi$. La red de flujo permite obtener el factor de forma ξ .
4. En un suelo anisótropo, la sección de suelo debe transformarse antes de trazar la red de flujo.

PROBLEMAS

18.1 El tubo de la Fig. 17.9 tiene una sección cuadrada de 30 X 30 cm. Trácese la red de flujo para las condiciones de flujo indicadas. A partir de la red de flujo determínese: *a)* el gasto, *b)* la presión intersticial a la cota + 1.80 y *c)* el gradiente de salida.

18.2 Trazar la red de flujo en las secciones real y transformada del terreno de la refinería de la Fig. 17.13, para el caso de flujo establecido por bombeo. Utilícese el ejemplo 16.2 para tomar las propiedades del suelo.

18.3 Para el tablestacado del ejemplo 18.1 dibujar a escala el diagrama de presiones efectivas verticales sobre la superficie horizontal *mn*. El peso específico del suelo es 2 t/m³ y el estado de esfuerzos es geostático.

18.4 Aislar el elemento *X* en el ejemplo 18.2 y representar sobre él las presiones de agua periféricas.

18.5 Trazar la red de flujo del ejemplo 18.1 a escala natural si $k_v = 1 \mu/\text{seg.}$ y $k_h = 10 \mu/\text{seg.}$

18.6 Se establece un flujo bidimensional entre el doble tablestacado de la Fig. 18.6. Trazar la red de flujo y calcular el gasto por metro de longitud del tablestacado. Determinar el gradiente de salida máximo y el factor de seguridad frente al sifonamiento. Representar a escala la presión del agua sobre ambos lados de uno de los tablestacados.

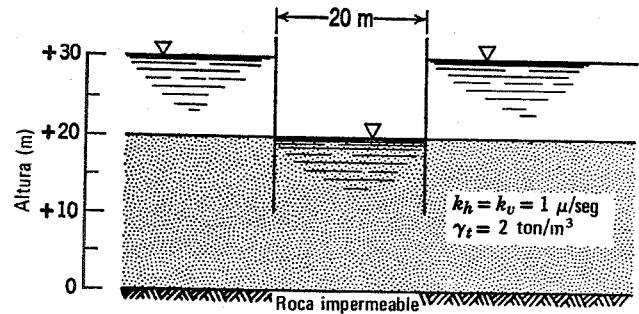


Fig. P18.6.

18.7 Calcular la filtración en metros cúbicos por día y por metro de longitud a través de la presa de la Fig. P18.7. Determinar para el punto *B* la presión intersticial y el gradiente.

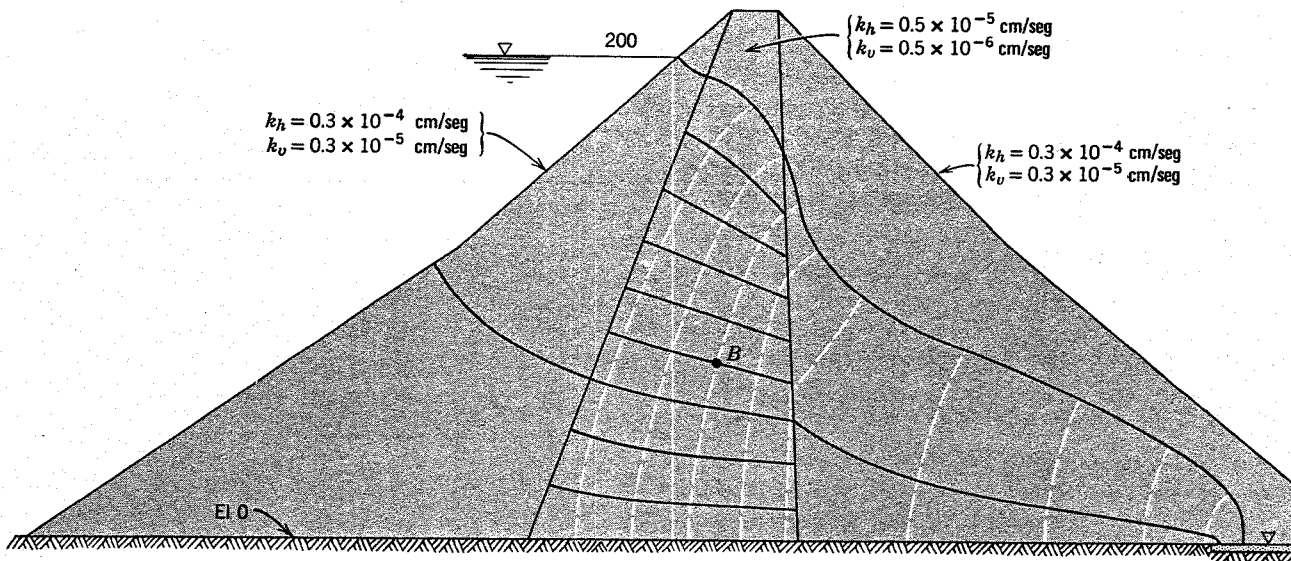


Fig. P18.7

CAPITULO 19

Permeabilidad de los suelos y condiciones de filtro

En los capítulos 17 y 18 se ha demostrado que la propiedad fundamental del suelo respecto al flujo de agua es la permeabilidad. En este capítulo se expone la forma de determinar la permeabilidad. Se comentan los factores que influyen sobre la misma y por último se consideran los filtros. Se han incluido los filtros debido a que su comportamiento está íntimamente relacionado con la permeabilidad.

19.1 DETERMINACION DE LA PERMEABILIDAD

La permeabilidad de un suelo puede medirse en el laboratorio o en el terreno; las determinaciones de laboratorio son mucho más fáciles de hacer que las determinaciones *in situ*. Debido a que la permeabilidad depende mucho de la estructura del suelo (tanto la microestructura o disposición de las partículas como la macroestructura: estratificación, etc) y debido a la dificultad de obtener muestras de suelo representativas, suelen ser necesarias determinaciones *in situ* de la permeabilidad media. Sin embargo, las pruebas de laboratorio permiten estudiar la relación entre la permeabilidad y la relación de vacíos por lo cual se suelen realizar habitualmente cuando no se dispone de medidas de campo.

Entre los métodos utilizados en laboratorio para la determinación de la permeabilidad están:

1. El permeámetro de carga variable.
2. El permeámetro de carga constante.
3. La medida directa o indirecta mediante una prueba edométrica.

Como es necesaria una permeabilidad relativamente grande para obtener buena precisión en la prueba de carga variable, esta se limita a suelos permeables. Además, el grado de saturación de un suelo no saturado varía durante la prueba por lo que ésta sólo debe utilizarse en suelos saturados. Como las pruebas edométricas se suelen realizar generalmente con suelos plásticos, la determinación de la permeabilidad a partir de esta prueba sólo se hace con suelos de permeabilidad baja. La prueba de permeabilidad con carga constante se utiliza ampliamente con todos los tipos de suelos. La Fig. 19.1 muestra un dispositivo para la prueba

de permeabilidad con carga variable. El coeficiente de permeabilidad puede calcularse a partir de la fórmula

$$k = 2.3 \frac{aL}{A(t_1 - t_0)} \log_{10} \left(\frac{h_0}{h_1} \right) \quad (19.1)$$

a = sección transversal de la bureta

L = longitud de la muestra de suelo en el permeámetro

A = sección transversal del permeámetro

t_0 = instante en el que el nivel de agua en la bureta está en h_0

t_1 = instante en el que el nivel de agua en la bureta está en h_1

h_0, h_1 = alturas entre las que se determina la permeabilidad

La Fig. 19.2 muestra dos dispositivos para la prueba de permeabilidad con carga constante. El coeficiente de permeabilidad se deduce de la fórmula

$$k = \frac{QL}{thA} \quad (19.2)$$

donde

Q = caudal de agua que se filtra a través del suelo en un tiempo t

h = pérdida de carga total

Tanto las ecuaciones 19.1 como 19.2 se han deducido mediante la Ley de Darcy (ecuación 17.1), para los casos de flujo presentes en los permeámetros.

La permeabilidad a la temperatura T , k_T , puede reducirse a la correspondiente a 20°C , $k_{20^\circ\text{C}}$, mediante la expresión

$$k_{20^\circ\text{C}} = \frac{\mu_T}{\mu_{20^\circ}} k_T \quad (19.3)$$

donde

$k_{20^\circ\text{C}}$ = permeabilidad a la temperatura de 20°C

k_T = permeabilidad a la temperatura T

$\mu_{20^\circ\text{C}}$ = viscosidad del agua a la temperatura de 20°C

μ_T = viscosidad del agua a la temperatura T

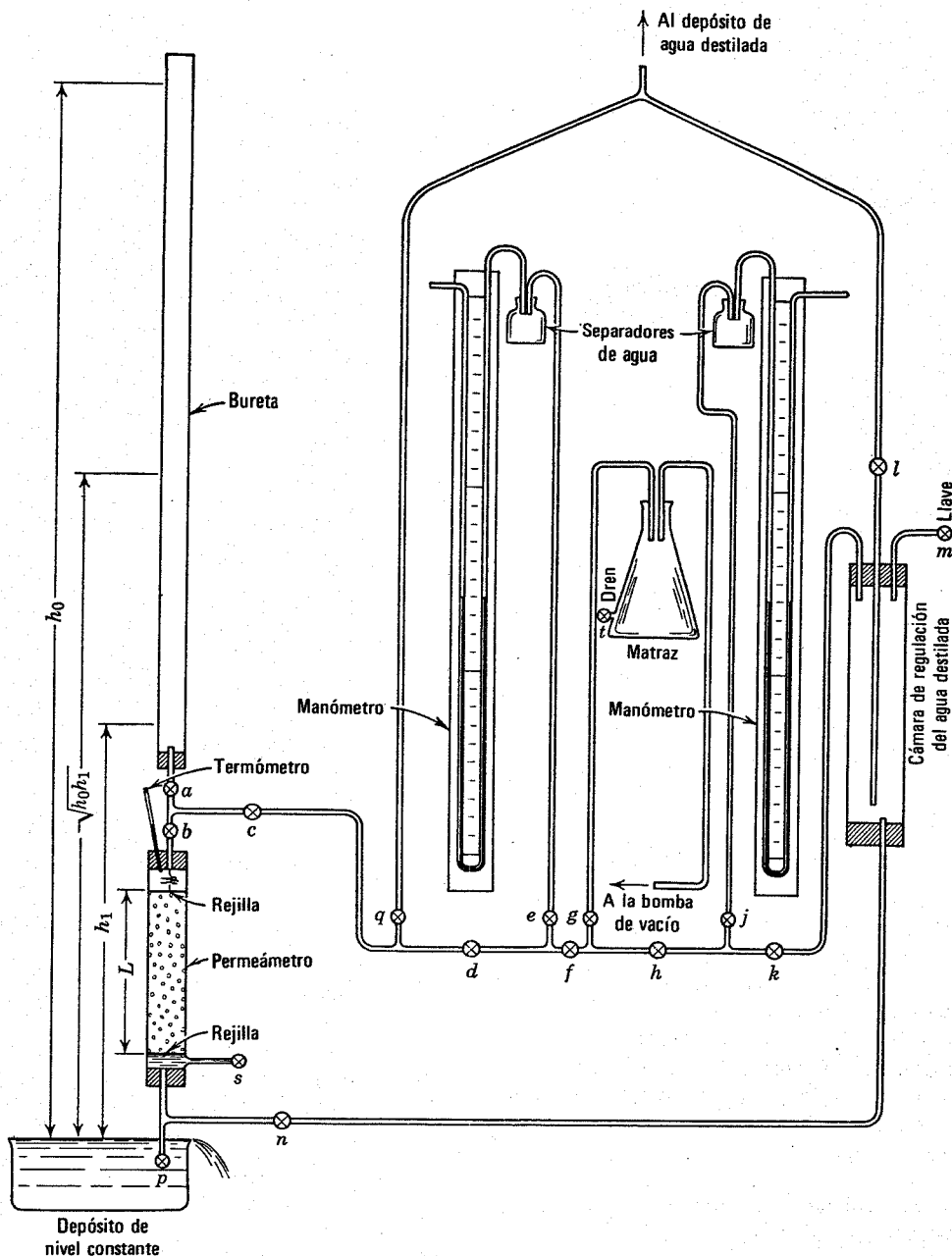


Fig. 19.1. Instalación para la prueba de permeabilidad con carga variable.

Como se comentará en la Parte V, de este libro, la velocidad de consolidación de un suelo depende directamente de la permeabilidad. Así pues, utilizando las relaciones apropiadas podemos calcular la permeabilidad a partir de la medida de la velocidad de consolidación. Esta determinación dista mucho de ser precisa debido a que existen varios factores, además de la permeabilidad, que influyen sobre la relación entre la velocidad de consolidación y la permeabilidad. Estos otros factores no pueden determinarse fácilmente con precisión. Al final de un incremento de consolidación puede realizarse una prueba de permeabilidad con carga constante sobre una muestra de

suelo en el edómetro. Esta determinación, que es una medida directa de la permeabilidad, es mucho más precisa que el valor calculado a partir de los datos de velocidad de consolidación.

La medida directa de la permeabilidad en suelos poco permeables requiere ciertas modificaciones de los dispositivos de la Fig. 19.2, con objeto de obtener una precisión razonable. La Fig. 19.3 muestra una instalación que se ha utilizado con éxito para medir la permeabilidad incluso en arcillas muy plásticas.

La medida en laboratorio de la permeabilidad de un suelo es bastante directa pero requiere una técnica muy

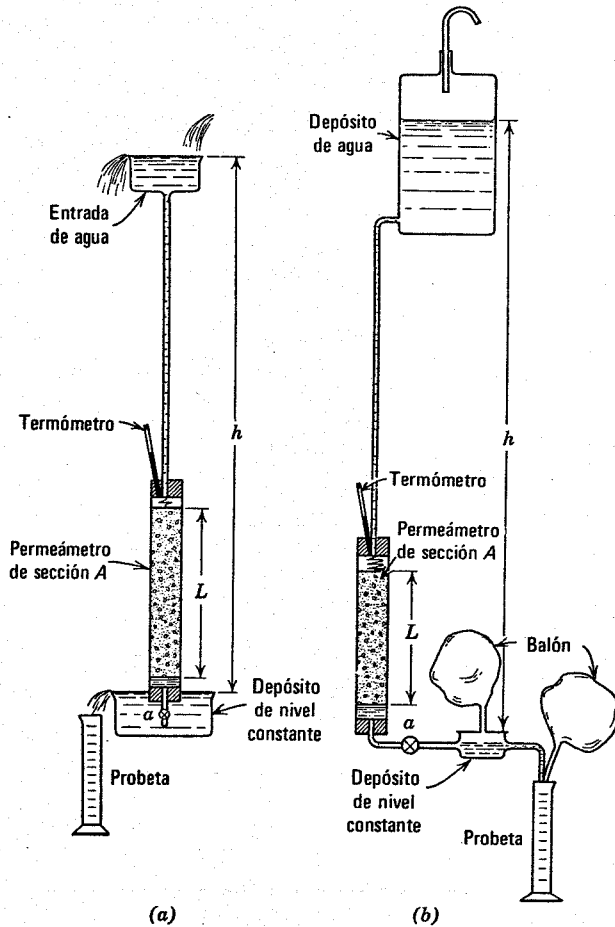


Fig. 19.2. Instalación para la prueba de permeabilidad con carga constante.

cuidadosa para obtener datos de confianza. El lector puede consultar Lambe (1951) para un estudio completo de la medida de la permeabilidad.

La Fig. 19.4, tomada de Hvorslev (1949), muestra una serie de dispositivos que pueden utilizarse para la medida de la permeabilidad de los suelos *in situ*. Las medidas *in situ* no suelen ser precisas debido a que no se conocen con seguridad las condiciones del suelo y del agua en el lugar donde se mide la permeabilidad.

19.2 VALORES DE LA PERMEABILIDAD

En la Tabla 19.1 se dan los coeficientes de permeabilidad de un cierto número de suelos usuales. La Tabla 19.2 hace una clasificación de los suelos según la permeabilidad. La Fig. 19.5 presenta los datos de pruebas de permeabilidad en laboratorio para una amplia variedad de suelos. También puede obtenerse una idea de la permeabilidad de los suelos a partir de los datos indicados en la sección siguiente.

19.3 FACTORES QUE INFLUYEN SOBRE LA PERMEABILIDAD

El coeficiente de permeabilidad que se utiliza en los cálculos es la velocidad de descarga de un fluido que se

filtra a través de una sección unidad de suelo, bajo un gradiente unidad. El valor de la permeabilidad depende, por lo tanto, de las características del fluido y del suelo.

Una ecuación que refleja la influencia del fluido y de las características del suelo sobre la permeabilidad fue deducida por Taylor (1948) a partir de la ley de Poiseuille. Esta ecuación se basa en considerar el flujo a través de medios porosos análogo al que se produce a través de un sistema de tubos capilares. La ecuación

$$k = D_s^2 \frac{\gamma}{\mu (1 + e)} C \quad (1.49)$$

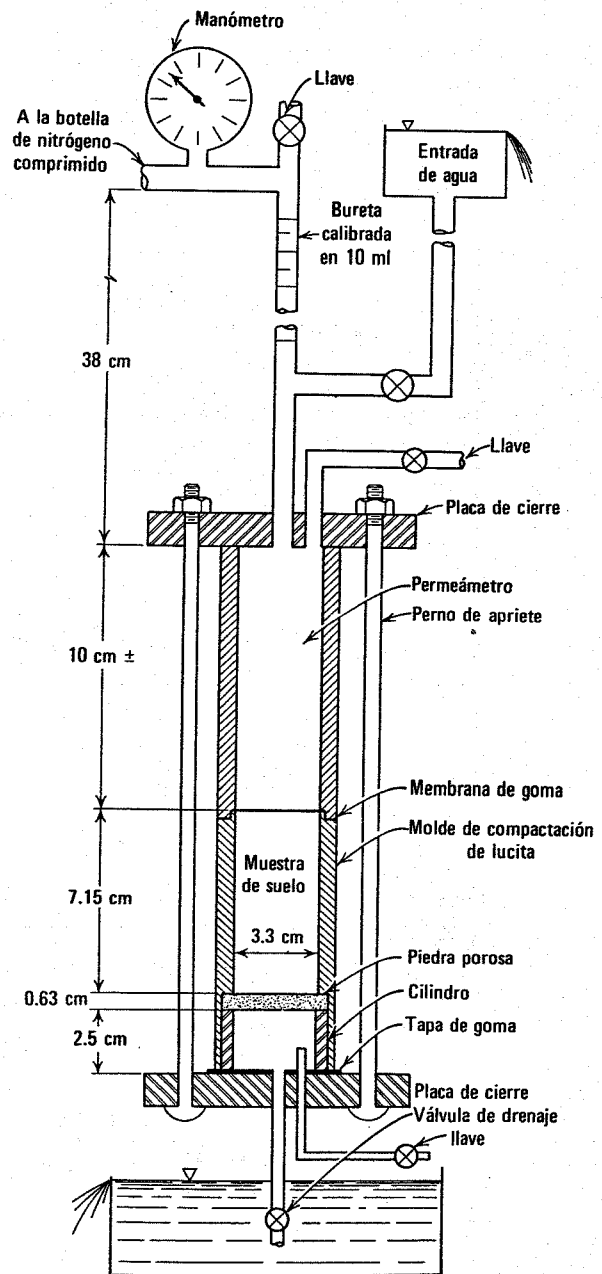
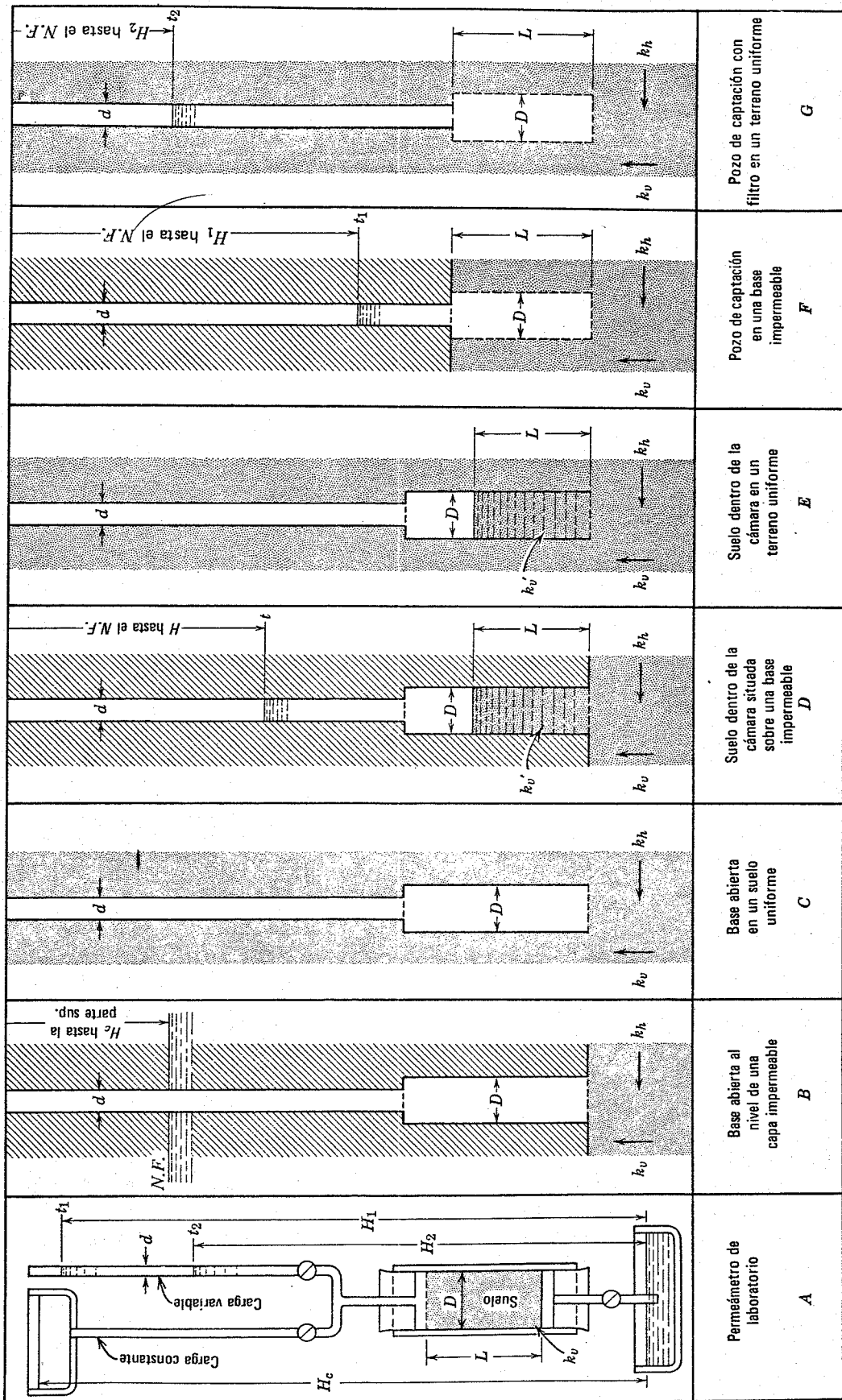


Fig. 19.3. Instalación para medida de la permeabilidad.

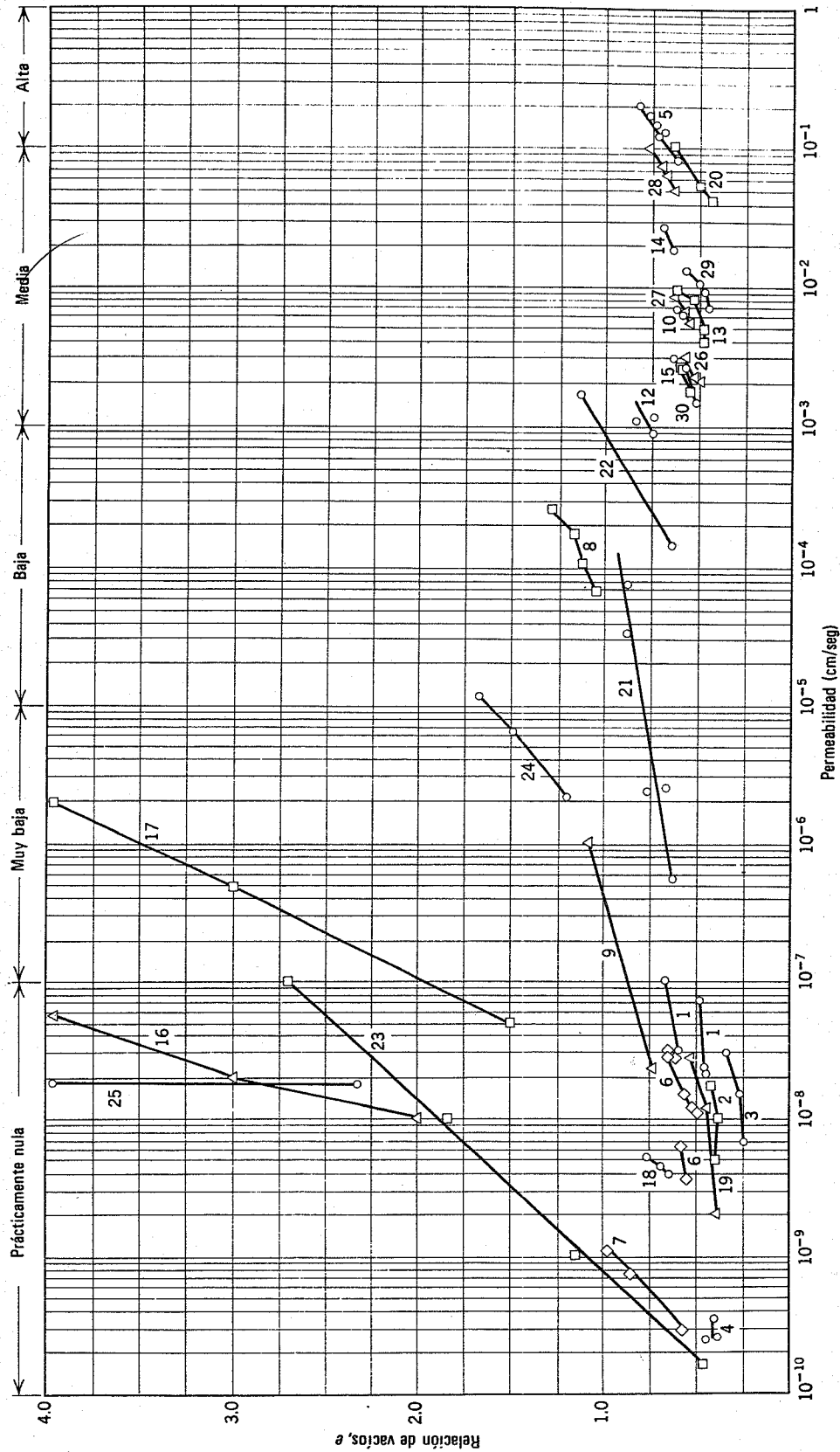


Caso	Carga constante	Carga variable	Desfase básico	Notación
A	$k_v = \frac{4 \cdot q \cdot L}{\pi \cdot D^3 \cdot H_c}$	$k_v = \frac{d^2 \cdot L}{D^2 \cdot (t_2 - t_1)} \ln \frac{H_1}{H_2}$ $k_v = \frac{L}{t_2 - t_1} \ln \frac{H_1}{H_2}$ para $d = D$	$k_v = \frac{d^2 \cdot L}{D^2 \cdot T}$ $k_v = \frac{L}{T}$ para $d = D$	D = Diámetro de la muestra en la cámara inferior (cm) d = Diámetro del tubo superior (cm) L = Longitud de la muestra (cm) H_c = Carga piezométrica constante (cm) H_1 = Carga piezométrica $t = t_1$ (cm) H_2 = Carga piezométrica $t = t_2$ (cm) q = Gasto de agua (cm ³ /seg) T = Tiempo (seg) T = Desfase básico (seg) k_v' = Perm. vert. en la cámara (cm/seg)
B	$k_m = \frac{q}{2 \cdot D \cdot H_c}$	$k_m = \frac{\pi \cdot d^2}{8 \cdot D \cdot (t_2 - t_1)} \ln \frac{H_1}{H_2}$ $k_m = \frac{\pi \cdot D}{8 \cdot (t_2 - t_1)} \ln \frac{H_1}{H_2}$ para $d = D$	$k_m = \frac{\pi d^2}{8 \cdot D \cdot T}$ $k_m = \frac{\pi \cdot D}{8 \cdot T}$ para $d = D$	H_c = Carga piezométrica constante (cm) H_1 = Carga piezométrica $t = t_1$ (cm) H_2 = Carga piezométrica $t = t_2$ (cm) q = Gasto de agua (cm ³ /seg) T = Tiempo (seg) T = Desfase básico (seg) k_v' = Perm. vert. en la cámara (cm/seg)
C	$k_m = \frac{q}{2.75 \cdot D \cdot H_c}$	$k_m = \frac{\pi \cdot d^2}{11 \cdot D \cdot (t_2 - t_1)} \ln \frac{H_1}{H_2}$ $k_m = \frac{\pi \cdot D}{11 \cdot (t_2 - t_1)} \ln \frac{H_1}{H_2}$ para $d = D$	$k_m = \frac{\pi \cdot d^2}{11 \cdot D \cdot T}$ $k_m = \frac{\pi \cdot D}{11 \cdot T}$ para $d = D$	q = Gasto de agua (cm ³ /seg) T = Tiempo (seg) T = Desfase básico (seg) k_v' = Perm. vert. en la cámara (cm/seg)
D	$k_v' = \frac{4 \cdot q \left(\frac{\pi \cdot k_v' \cdot D}{8 \cdot k_v \cdot m} + L \right)}{\pi \cdot D^3 \cdot H_c}$	$k_v' = \frac{d^2 \cdot \left(\frac{\pi \cdot k_v' \cdot D}{8 \cdot k_v \cdot m} + L \right)}{D^2 \cdot (t_2 - t_1)} \ln \frac{H_1}{H_2}$ $k_v = \frac{\pi \cdot D}{8 \cdot m} + L$ para $d = D$	$k_v' = \frac{d^2 \cdot \left(\frac{\pi \cdot k_v' \cdot D}{8 \cdot k_v \cdot m} + L \right)}{D^2 \cdot T}$ $k_v = \frac{\pi \cdot D}{8 \cdot m} + L$ para $d = D$	k_v = Perm. vert. en el terreno (cm/seg) k_h = Perm. horiz. del terreno (cm/seg) k_m = Coef. de perm. medio cm/seg m = Razón de transformación $k_m = \sqrt{k_v \cdot k_h}$ $m = \sqrt{k_h/k_v}$ $\ln = \log_e = 2.3 \log_{10}$
E	$k_v' = \frac{4 \cdot q \cdot \left(\frac{\pi \cdot k_v' \cdot D}{11 \cdot k_v \cdot m} + L \right)}{\pi \cdot D^3 \cdot H_c}$	$k_v' = \frac{d^2 \cdot \left(\frac{\pi \cdot k_v' \cdot D}{11 \cdot k_v \cdot m} + L \right)}{D^2 \cdot (t_2 - t_1)} \ln \frac{H_1}{H_2}$ $k_v = \frac{\pi \cdot D}{11 \cdot m} + L$ para $d = D$	$k_v' = \frac{d^2 \cdot \left(\frac{\pi \cdot k_v' \cdot D}{11 \cdot k_v \cdot m} + L \right)}{D^2 \cdot T}$ $k_v = \frac{\pi \cdot D}{11 \cdot m} + L$ para $d = D$	
F	$k_h = \frac{q \cdot \ln \left[\frac{2mL}{D} + \sqrt{1 + \left(\frac{2mL}{D} \right)^2} \right]}{2 \cdot \pi \cdot L \cdot H_c}$	$k_h = \frac{d^2 \cdot \ln \left[\frac{2mL}{D} + \sqrt{1 + \left(\frac{2mL}{D} \right)^2} \right]}{8 \cdot L \cdot (t_2 - t_1)} \ln \frac{H_1}{H_2}$ $k_h = \frac{d^2 \cdot \ln \left(\frac{4mL}{D} \right)}{8 \cdot L \cdot (t_2 - t_1)} \ln \frac{H_1}{H_2}$ para $\frac{2mL}{D} > 4$	$k_h = \frac{d^2 \cdot \ln \left[\frac{2mL}{D} + \sqrt{1 + \left(\frac{2mL}{D} \right)^2} \right]}{8 \cdot L \cdot T}$ $k_h = \frac{d^2 \cdot \ln \left(\frac{4mL}{D} \right)}{8 \cdot L \cdot T}$ para $\frac{2mL}{D} > 4$	
G	$k_h = \frac{q \cdot \ln \left[\frac{mL}{D} + \sqrt{1 + \left(\frac{mL}{D} \right)^2} \right]}{2 \cdot \pi \cdot L \cdot H_c}$	$k_h = \frac{d^2 \cdot \ln \left[\frac{mL}{D} + \sqrt{1 + \left(\frac{mL}{D} \right)^2} \right]}{8 \cdot L \cdot (t_2 - t_1)} \ln \frac{H_1}{H_2}$ $k_h = \frac{d^2 \cdot \ln \left(\frac{2mL}{D} \right)}{8 \cdot L \cdot (t_2 - t_1)} \ln \frac{H_1}{H_2}$ para $\frac{mL}{D} > 4$	$k_h = \frac{d^2 \cdot \ln \left[\frac{mL}{D} + \sqrt{1 + \left(\frac{mL}{D} \right)^2} \right]}{8 \cdot L \cdot T}$ $k_h = \frac{d^2 \cdot \ln \left(\frac{2mL}{D} \right)}{8 \cdot L \cdot T}$ para $\frac{mL}{D} > 4$	Determinación del tiempo de desfase básico T

HIPÓTESIS

El suelo en contacto con la boca del tubo es de profundidad indefinida e isotropía direccional (k_v y k_h constantes). Suelo no alterado, sin segregación, hinchamiento o consolidación. No existe sedimentación, ni arrastres. Ausencia de aire o gas en el suelo, well-point o tubo. Pérdidas despreciables en los tubos, well-points o filtros.

Fig. 19.4. Fórmulas para la determinación de la permeabilidad (Según Hvorslev, 1949).



Identificación de los suelos

- | | |
|-------------------------------------|----------------------------------|
| 1 Caliche compactado | 10 Arcilla magra |
| 2 Caliche compactado | 11 Arena de Otawa |
| 3 Arena limosa | 12 Arena-Gaspee Point |
| 4 Arcilla arenosa | 13 Arena-Franklin Falls |
| 5 Arena de playa | 14 Arena-Scituate |
| 6 Arcilla azul de Boston compactada | 15 Arena-Plum Island |
| 7 Arcilla de Vicksburg | 16 Arena-Fort Peck |
| 8 Arcilla arenosa | 17 Limo-Boston |
| 9 Limo de Boston | 18 Loes |
| | 19 Arcilla azul de Boston sódica |
| | 20 Caolinita cálcica |
| | 21 Montmorilonita sódica |
| | 22 Arena (filtro de presa) |

Fig. 19.5. Resultados de pruebas de permeabilidad.

en la cual

- k = coeficiente de permeabilidad de Darcy
- D_s = un diámetro efectivo de las partículas
- γ = peso específico del fluido
- μ = viscosidad del fluido
- e = relación de vacíos
- C = factor de forma

La siguiente ecuación expresa la permeabilidad de los medios porosos y se conoce como ecuación de Kozeny-Carman ya que fue propuesta por Kozeny y mejorada por Carman:

$$k = \frac{1}{k_0} \frac{\gamma}{S^2 \mu} \frac{e^3}{(1+e)} \quad (19.5)$$

donde

- k_0 = factor que depende de la forma de los poros y de la relación entre la longitud de la trayectoria real del flujo y espesor del estrato atravesado
- S = superficie específica

Como D_s se define como el diámetro de las partículas que tiene una superficie específica S , la ecuación 19.4 puede

Tabla 19.1 Coeficientes de permeabilidad de depósitos naturales de suelos

Tipo de formación	Valor de k (cm/seg)
Depósitos fluviales	
Ródano en Genissiat	
Pequeños ríos de los Alpes orientales	Hasta 0.40
Missouri	0.02-0.16
Mississippi	0.02-0.20
Depósitos glaciales	
Llanuras de aluvión	0.02-0.12
Esker, Westfield, Mass.	0.05-2.00
Delta, Chicopee, Mass.	0.01-0.13
Till morrénico	0.0001-0.015
	Menor de 0.0001
Depósitos eólicos	
Arena de médano	0.1-0.3
Loes	0.001 ±
Tierras loésicas	0.0001 ±
Depósitos lacustres y marinos (no costeros)	
Arena muy fina uniforme	0.0001-0.0064
$U^a = 5-2$	
"Hígado de toro"*, 6a. Avenida, N. Y. $U = 5-2$	0.0001-0.0050
"Hígado de Toro", Brooklyn, $U = 5$	0.00001-0.0001
Arcilla	Menor de 0.0000001

^a U = coeficiente de uniformidad
Según Terzaghi y Peck, 1967.

* Nombre dado en la región de Nueva York a un limo inorgánico muy inestable, de consistencia viscosa. (N.T.)

Tabla 19.2 Clasificación de los suelos según sus coeficientes de permeabilidad

Grado de permeabilidad	Valor de k (cm/seg)
Elevada	Superior a 10^{-1}
Media	10^{-1} - 10^{-3}
Baja	10^{-3} - 10^{-5}
Muy baja	10^{-5} - 10^{-7}
Prácticamente impermeable	Menor de 10^{-7}

Según Terzaghi y Peck, 1967.

considerarse una simplificación de la ecuación de Kozeny-Carman.

Las ecuaciones 19.4 y 19.5 son de gran ayuda para el estudio que sigue sobre las variables que influyen sobre la permeabilidad. En este estudio se consideran en primer lugar aquellas características referentes al fluido y a continuación las que corresponden a la composición del suelo.

Fluido filtrante

Las ecuaciones 19.4 y 19.5 muestran que tanto la viscosidad como el peso específico del fluido tienen influencia sobre el valor de la permeabilidad. Estas dos características del fluido pueden eliminarse como variables definiendo otra permeabilidad, la *permeabilidad específica* o absoluta, de la forma siguiente:

$$K = \frac{k\mu}{\gamma} \quad (19.6)$$

Como k tiene unidades de velocidad, K está en unidades de longitud al cuadrado es decir, si K esta en cm/seg, la unidad correspondiente de K es cm^2 . K también se expresa en Darcys; un darcy = $0.987 \times 10^{-8} \text{ cm}^2$. Para agua a 20°C , las dos ecuaciones siguientes permiten convertir k , en cm/seg a K en cm^2 o en darcys.

$$K \text{ en cm}^2 = k \text{ en cm/seg} \times 1.02 \times 10^{-5} \quad (19.7)$$

$$K \text{ en darcys} = k \text{ en cm/seg} \times 1.035 \times 10^{-3} \quad (19.8)$$

La Fig. 19.6 es un ábaco que sirve para convertir los valores de permeabilidad expresados en un sistema de unidades a otro sistema (los factores de conversión se dan en el Apéndice).

Aunque la viscosidad y el peso específico son las únicas variables del flujo que tienen influencia sobre la permeabilidad de los suelos, otras características del fluido pueden tener un efecto importante sobre la permeabilidad de suelos relativamente impermeables. Estos factores, distintos de la viscosidad y el peso específico, se muestran en la Fig. 19.7. En esta figura se han representado los valores de la permeabilidad de la caolinita saturada ante diversos fluidos. La permeabilidad viene expresada como permeabilidad absoluta por lo cual se han eliminado la influencia de la viscosidad y del peso específico. Los

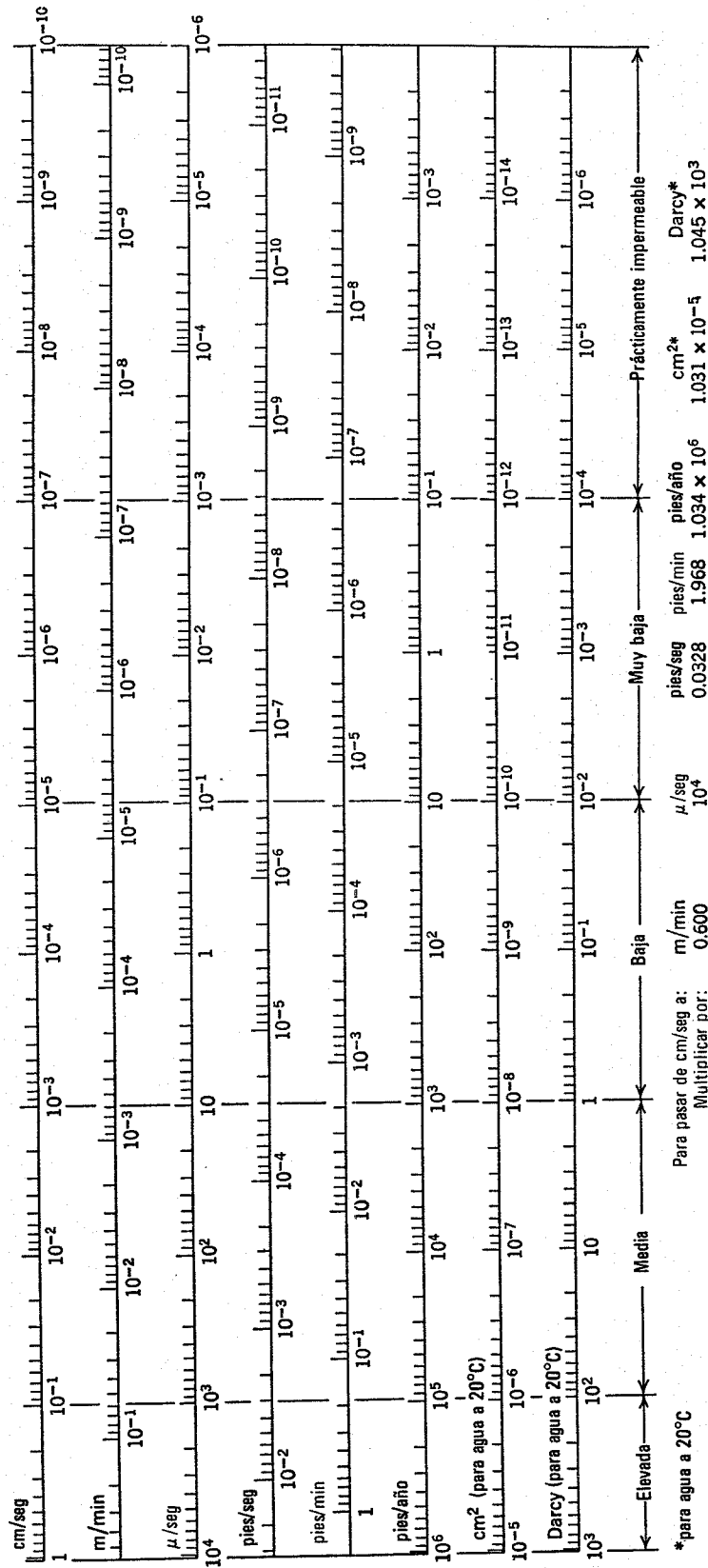


Fig. 19.6. Escalas para transformación de unidades de permeabilidad.

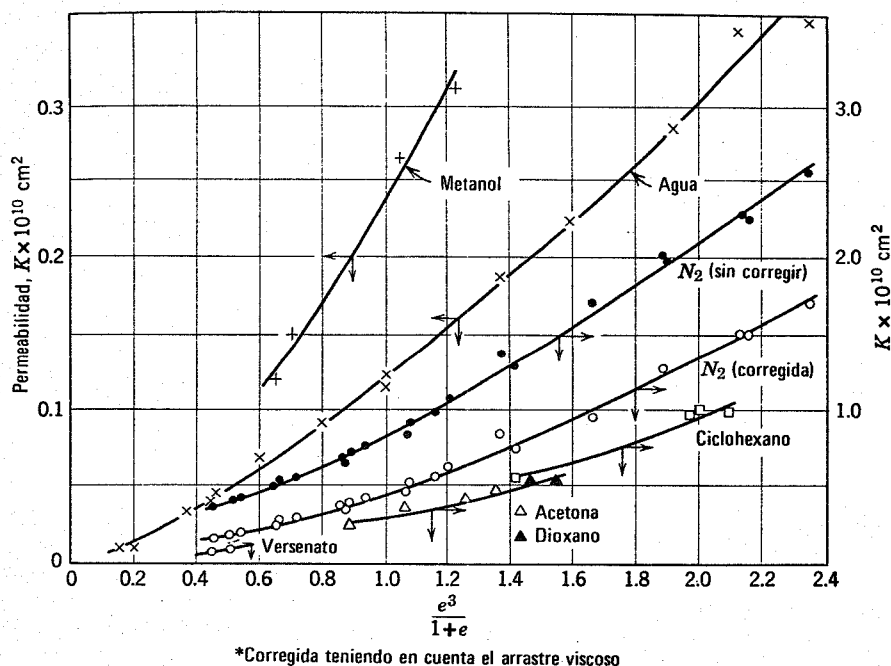


Fig. 19.7. Permeabilidad de la caolinita a distintos fluidos en función de $e^3 / (1 + e)$ siendo e = relación de vacíos.

datos de la Fig. 19.7 muestran que la naturaleza del fluido puede tener gran importancia con variaciones de varios cientos por cien en la permeabilidad absoluta. Los datos de la Fig. 19.7 se obtuvieron a partir de pruebas en las que la caolinita se amasó con el fluido a utilizar para la filtración. En la Fig. 19.8 se dan los resultados de pruebas en las que se utilizó agua como fluido de amasado y líquido filtrante; cada fluido desplazaba al anterior. La Fig. 19.8 muestra que, aunque se obtuvieron diferentes permeabilidades con diferentes fluidos, las diferencias son mucho más pequeñas que las que aparecen en la Fig. 19.7.

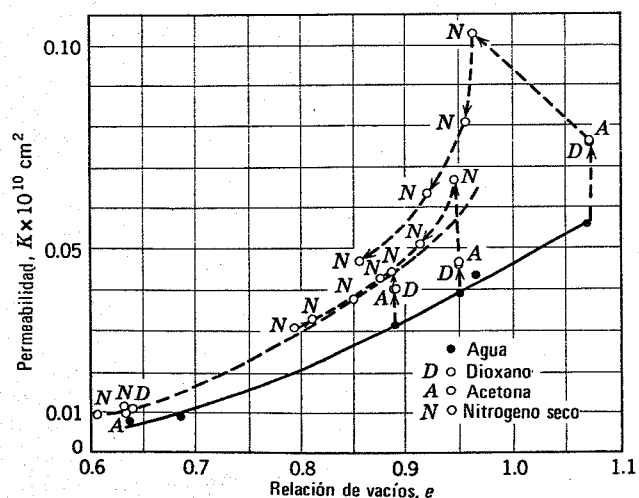


Fig. 19.8. Influencia de la filtración de fluidos sucesivos sobre la permeabilidad de la caolinita; fluido inicial: agua. (Según Michaels y Lin, 1954).

Las grandes diferencias de permeabilidad con la relación de vacíos, tales como las que aparecen en la Fig. 19.7, pueden explicarse por la variación en la estructura del suelo debido a la preparación de las muestras en los diferentes casos. Esta gran diferencia en la estructura inicial se ha eliminado en las pruebas que aparecen en la Fig. 19.8. La comparación de los datos de las dos figuras aclara la conclusión deducida del trabajo de Michaels-Lin: la influencia principal de los diferentes fluidos radica en la estructura del suelo. (En el capítulo 5 se discutía la influencia de la presión intersticial sobre la estructura de los suelos sedimentarios).

Esto nos lleva a la conclusión de que la viscosidad y el peso específico no son las únicas características del fluido, como indican las ecuaciones teóricas, que tienen influencia sobre la permeabilidad de los suelos finos. Como el retorno electrosmótico (movimiento del fluido en dirección opuesta al flujo neto debido al potencial eléctrico generado por la filtración) y la movilidad del fluido inmediatamente adyacente a las partículas de suelo dependen de la polaridad del fluido, debería incluirse en las ecuaciones un cierto factor referente a esta propiedad.

Tipo de suelo

Las siguientes cinco características tienen influencia sobre la permeabilidad:

1. Tamaño de las partículas.
2. Relación de vacíos.
3. Composición.
4. Estructura.
5. Grado de saturación.

Las ecuaciones 19.4 y 19.5 sólo consideran directamente el tamaño de las partículas y la relación de vacíos, mien-

Tabla 19.3 Resultados de pruebas de permeabilidad

Suelo	Tamaño D_{10} (cm)	Permeabilidad (μ /seg)	k/D_{10}^2 (l/seg cm)
Grava gruesa	0.082	1100	16
Grava arenosa	0.020	160	40
Grava fina	0.030	71	8
Grava limosa	0.006	4.6	11
Arena gruesa	0.011	1.1	1
Arena media	0.002	0.29	7
Arena fina	0.003	0.096	1
Limo	0.0006	0.15	42
			Media = $\frac{16}{16}$

Datos de permeabilidad y granulometría tomados de "Capillarity Tests by Capillarimeter and by Soil Filled Tubes" por K. S. Lane y D. E. Washburn, *Proc. H.R.B.*, 1946.

tras que las otras tres características se tratan indirectamente o se ignoran. Desgraciadamente, es difícil aislar la influencia de una cualquiera de las cinco ya que, estas características están estrechamente relacionadas; por ejemplo, la estructura suele depender del tamaño de las partículas, de la relación de vacíos y de la composición.

La ecuación 19.4 sugiere que la permeabilidad varía con el cuadrado de un cierto diámetro de las partículas. Es lógico suponer que cuanto más pequeñas sean las partículas de suelo menores serán los huecos que constituyen los canales de flujo y, por lo tanto más baja será la permeabilidad. Es mucho más razonable una relación entre la permeabilidad y el tamaño de las partículas en los limos y arenas que en las arcillas ya que en aquéllos las partículas son más aproximadamente equidimensionales y las dife-

rencias de estructura no son tan dispares. En su estudio sobre las arenas, Hazen propuso

$$k = 100D_{10}^2 \quad (19.9)$$

donde k viene expresada en cm/seg y D_{10} en cm.

En la Tabla 19.3 se han recogido algunos datos de permeabilidad y tamaño de las partículas, así como los valores correspondientes de k/D_{10}^2 . Como se puede advertir, los valores de k/D_{10}^2 varían de 1 a 42 con un valor medio de 16.

La lógica y los datos experimentales sugieren que la mayor influencia sobre la permeabilidad se debe a las partículas más finas del suelo. La ecuación de Hazen, por ejemplo, utiliza D_{10} como el diámetro que relaciona el tamaño de las partículas con la permeabilidad. Esta relación supone que la distribución de tamaños es suficientemente extensa para evitar que las partículas más pequeñas sean arrastradas por la fuerza de filtración del agua, es decir el suelo debe poseer "estabilidad hidrodinámica". Los suelos gruesos uniformes que contienen finos no suelen presentar tal estabilidad. La filtración en estos suelos puede producir un arrastre de los finos y provocar, por tanto, un aumento de la permeabilidad con la filtración. Las condiciones de granulometría para evitar este arrastre de finos se dan en la sección siguiente.

Las ecuaciones de permeabilidad indican que la relación entre k y $e^3/(1+e)$ debería ser una línea recta. Otras ecuaciones teóricas han sugerido que la relación entre k y $e^2/(1+e)$ o k y e^2 sería una recta. Existen considerables datos experimentales que muestran que la relación e -log k suele ser una línea recta. La Fig. 19.9 presenta datos experimentales relacionando k con diversas funciones de e . Los datos de prueba de esa arena muestran que la relación entre k y $e^3/(1+e)$ y $\log k$ - e se aproximan bastante a líneas rectas. Los datos de la Fig. 19.7 muestran que la

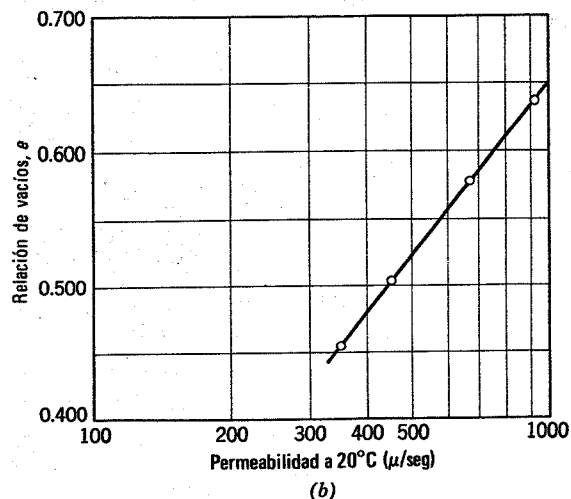
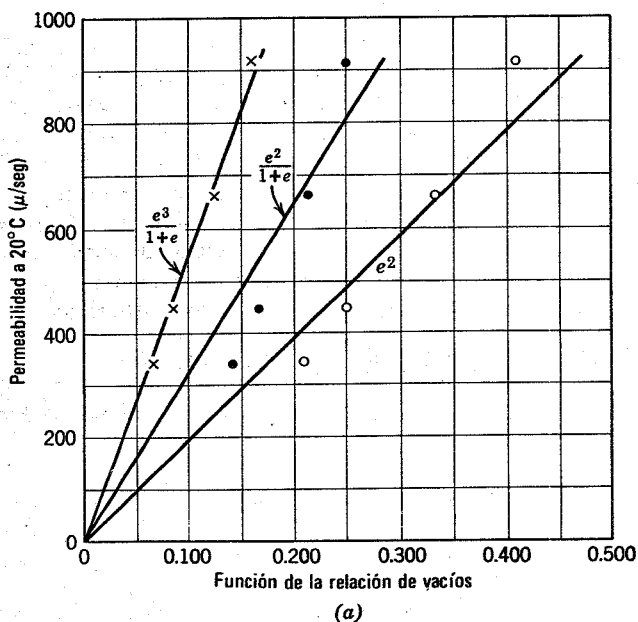


Fig. 19.9. Resultados de pruebas de permeabilidad con carga variable.

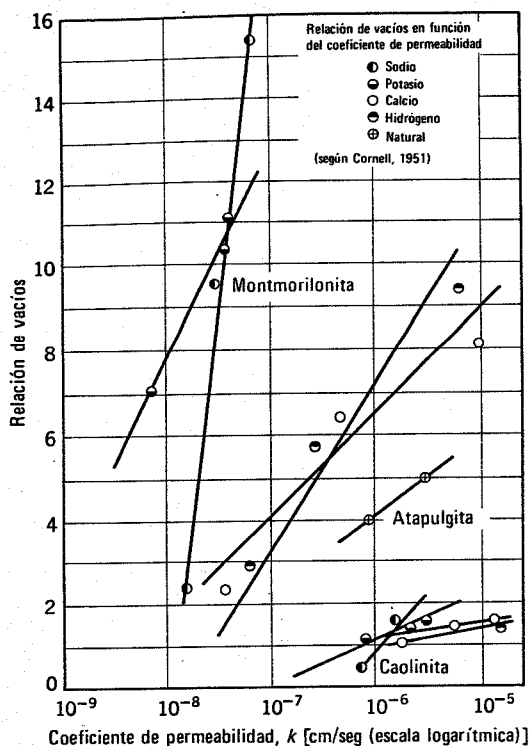


Fig. 19.10. Relación entre la relación de vacíos y la permeabilidad.

relación entre k y $e^3/(1+e)$ para la caolinita no es recta. En general la relación $e - \log k$ se aproxima más a una línea recta para casi todos los suelos, como indica la Fig. 19.5.

La influencia de la composición del suelo sobre la permeabilidad suele ser de pequeña importancia en los limos, arenas y gravas (con la excepción de la mica y la materia orgánica); sin embargo tiene gran importancia en las arcillas. La gran influencia que la composición puede tener sobre la permeabilidad de la arcilla se ilustra en la Fig. 19.10. Como se deduce de los datos de la figura, de los iones de cambio más comunes el sodio es el que da lugar a la permeabilidad más baja en la arcilla. La Fig. 19.10 muestra que con una relación de vacíos de hasta 15, la montmorilonita sódica tiene una permeabilidad inferior a 10^{-7} cm/seg. La montmorilonita sódica es uno de los suelos menos permeables y por tanto se utiliza ampliamente como agente impermeabilizante añadido a otros suelos.

La magnitud de la variación de permeabilidad con la composición del suelo es muy amplia. La Fig. 19.10 muestra que el cociente entre la permeabilidad de la montmorilonita cálcica y la de la montmorilonita potásica para una relación de vacíos de 7 es aproximadamente de 300. Se advierte además que la permeabilidad de la caolinita es 100 veces superior a la de la montmorilonita. Cuanto menor es la capacidad de cambio iónico de un suelo, menor es, por supuesto, la influencia de los iones de cambio sobre la permeabilidad.

La estructura es una de las características más importantes del suelo que influyen sobre la permeabilidad, especialmente en suelos de grano fino. Comparando muestras de suelo con la misma relación de vacíos encontramos que la muestra en estado más floculado tendrá la mayor

permeabilidad y que lo que se encuentre en el estado más disperso tendrá lo mínimo. Cuanto más dispersas estén las partículas, es decir, cuanto más paralelamente estén orientadas, mas tortuoso será el recorrido del fluido en sentido normal a las partículas. Esta mayor tortuosidad puede explicar parte de la baja permeabilidad existente en una estructura modificada mecánicamente. El factor principal, sin embargo es que en un suelo floculado existen algunos grandes canales para el flujo. Como el flujo a través de un canal grande será mucho mayor que a través de varios canales pequeños de la misma sección total que el grande, se advierte claramente que cuanto mayores sean los canales para un determinado volumen de poros mayor será la permeabilidad.

Para mostrar la importancia de la influencia de la estructura sobre la permeabilidad, la Tabla 19.4 da los resultados de prueba obtenidos en una arcilla compactada.

La primera comparación, entre una muestra compactada del lado seco del óptimo y otra del lado húmedo, se refiere a dos muestras de prácticamente la misma relación de vacíos y grado de saturación, con una relación de permeabilidades de aproximadamente 60. La segunda comparación, también entre muestras con la misma relación de vacíos y grado de saturación, presenta una relación de permeabilidad mayor de 3.

En la Fig. 19.11 se exponen otros datos para ilustrar la influencia de la estructura sobre la permeabilidad. La Fig. 19.11a muestra que la mezcla física o el amasado de un suelo puede tener un efecto importante sobre la permeabilidad. La Fig. 19.11b señala la gran influencia que tiene la adición de un 0.1% (referido al peso del suelo seco) de un polifosfato dispersante. El dispersante, aumentando la repulsión entre las partículas finas, permite que éstas se reorganicen a estados de mayor estabilidad hidráulica, dando lugar a una mayor reducción de la permeabilidad.

Los anteriores comentarios sobre la estructura del suelo se han referido principalmente a la "microestructura". La "macroestructura" es también de considerable importancia. Un suelo estratificado formado, por ejemplo, por una capa de limo y una capa de arena tiene una permeabilidad mucho mayor para el flujo paralelo a la estratificación que en sentido normal a la misma. Este hecho se puso de manifiesto en el ejemplo 18.5.

El grado de saturación de un suelo tiene una influencia importante sobre su permeabilidad. Cuanto mayor sea el grado de saturación mayor será la permeabilidad. La Fig.

Tabla 19.4

Suelo	Peso específico seco o relación de vacíos	Grado de saturación	Permeabilidad (cm/seg)
Arcilla de Jamaica	1.84 tqn/m ³	Aproximadamente el mismo	4×10^{-6}
	1.86 ton/m ³		7×10^{-8}
Arcilla arenosa de Virginia	1.3	100%	1×10^{-3}
	1.3	100%	2.7×10^{-4}

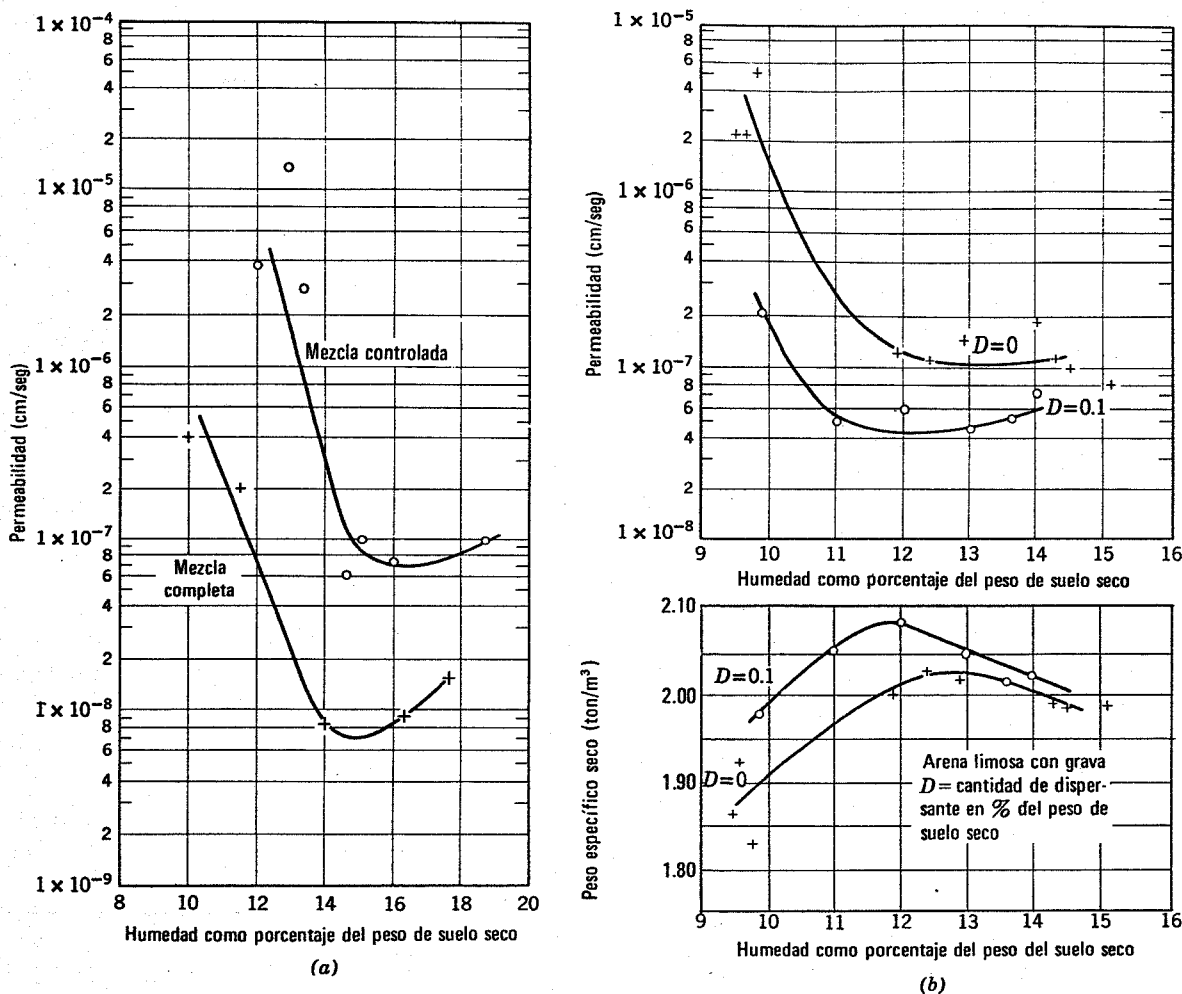


Fig. 19.11. Influencia de la estructura sobre la permeabilidad. a) Influencia del mezclado. Arcilla de Jamaica. b) Influencia de la dispersión. (Según Lambe, 1955).

19.12, que recoge los resultados de pruebas con cuatro arenas, muestra que la influencia sobre la permeabilidad es muy superior a la que podría explicarse simplemente por una reducción en los canales disponibles al flujo de agua. Aunque los diagramas de la Fig. 19.2 sugieren una relación única entre el grado de saturación y la permeabilidad, la deducción de una relación entre ellos no es factible debido a la gran influencia de la estructura.

La anterior discusión sobre los factores que afectan la permeabilidad hace resaltar la importancia de reproducir exactamente las condiciones *in situ* al determinar la permeabilidad en el laboratorio.

19.4 CONDICIONES DE FILTRO

Existen ciertos casos en los que las obras de tierra requieren filtros. En primer lugar, no se puede permitir que el agua brote por el talud de aguas abajo de una presa, como ya se ha expuesto en el capítulo 18. En segundo lugar no puede permitirse el arrastre de partículas de un suelo a otro, o de un suelo a una estructura de dre-

naje por el agua recogida. Si esto se hiciera daría lugar a la erosión del suelo, con graves problemas de estabilidad para la estructura de tierra. La erosión del suelo se evita por capas seleccionadas de suelo, denominadas filtros.

El proyecto de un filtro adecuado consiste en elegir las dimensiones del mismo y el material para constituirlo, de forma que:

1. Exista una pérdida de carga suficiente al atravesar los filtros.
2. No se permita una entrada importante de suelo al filtro.

La selección de un filtro para cumplir la primera condición depende del tipo de suelo y del sistema de filtración de la estructura de tierra considerada. La Fig. 19.13 presenta un diagrama útil para el proyecto de filtros en la cara exterior de un talud. Para un talud y una permeabilidad del terreno dados, la Fig. 19.13 permite seleccionar combinaciones del espesor del filtro y de la permeabilidad. La figura se ha deducido de redes de flujo como las dos dibujadas.

Las condiciones para que un filtro impida la entrada de partículas son de naturaleza principalmente granulométrica. Estas condiciones fueron deducidas a partir de las pruebas realizadas por Terzaghi y ampliadas posteriormente por el Corps of Engineers en Vicksburg. La especificaciones sobre filtros resultantes, relacionan la granulometría del material del filtro con la del suelo protegido mediante las siguientes expresiones:

$$\frac{D_{15} \text{ (filtro)}}{D_{85} \text{ (suelo)}} < 5 \quad (19.10)$$

$$4 < \frac{D_{15} \text{ (filtro)}}{D_{15} \text{ (suelo)}} < 20 \quad (19.11)$$

$$\frac{D_{50} \text{ (filtro)}}{D_{50} \text{ (suelo)}} < 25 \quad (19.12)$$

donde D_{15} , D_{50} y D_{85} son los tamaños de las partículas correspondientes a una distribución granulométrica para los porcentajes en peso del 15, 50 y 85% que pasan, respectivamente. Las expresiones no sólo limitan el arrastre de las partículas de suelo al filtro a una pequeña zona en la cara de contacto entre ambos sino que también aseguran que la permeabilidad del filtro es considerablemente mayor que la del suelo. Un mejor método para seleccionar

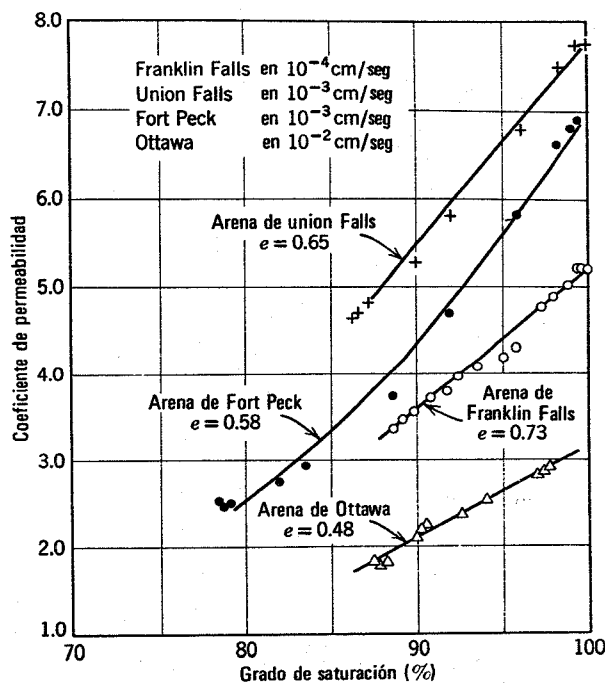


Fig. 19.12. Relación entre la permeabilidad y el grado de saturación para varias arenas (Según Wallace, 1948).

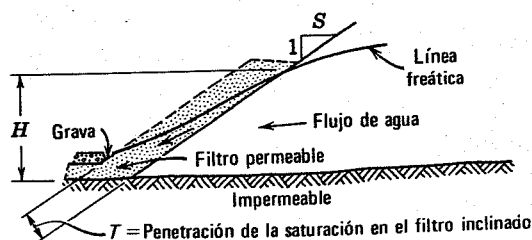
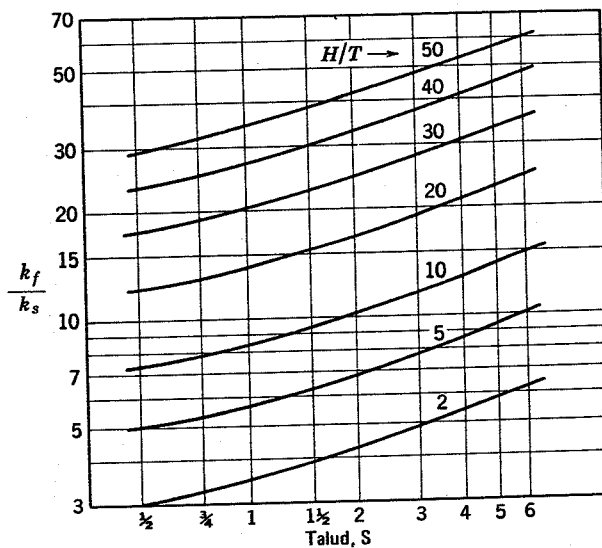
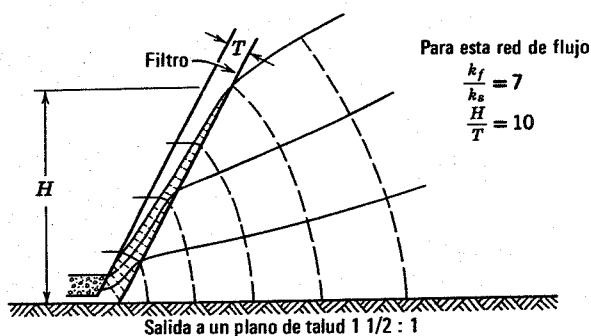
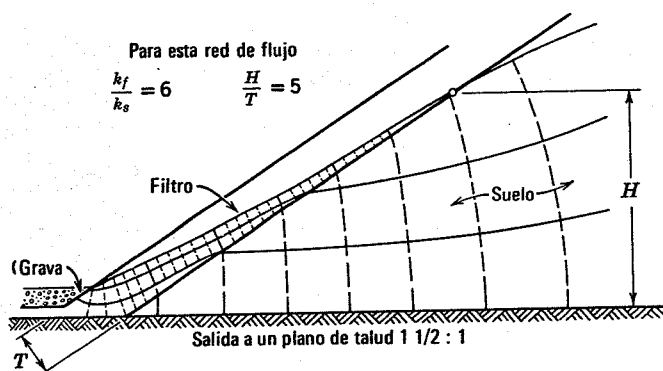


Fig. 19.13. Proyecto de filtros (según Cedergren, 1960).

la permeabilidad del fitro es utilizar la red de flujo del problema real estudiado, como se ha hecho en la Fig. 19.13 para un talud.

19.5 RESUMEN DE PUNTOS PRINCIPALES

1. La permeabilidad es la propiedad del suelo que indica la facilidad relativa con la que un fluido puede atravesarlo.
2. La gama de permeabilidades es extremadamente amplia, variando desde 1 cm/seg para las gravas hasta 10^{-8} cm/seg para las arcillas.
3. La permeabilidad depende de las características del fluido y del suelo. La viscosidad, peso específico y polaridad son las características principales del fluido. El tamaño de las partículas, la relación de vacíos, la composición, la estructura y el grado de saturación son las principales características del suelo.
4. Los filtros son elementos esenciales en la mayoría de las estructuras de retención de agua construidas con suelos. Sirven para obtener la red de flujo deseada y evitar la erosión interna.

PROBLEMAS

19.1 Deducir la ecuación 19.1.

19.2 Estimar la permeabilidad de un suelo cuya curva granulométrica se da en la Fig. 3.3.

19.3 Estimar el "porcentaje que pasa por el tamiz 200" para los suelos *A* y *B* del ejemplo 18.5.

19.4 Partiendo de los datos de permeabilidad indicados para las distintas zonas de la presa del problema 18.7, identificar el tipo de suelo de cada zona.

19.5 Se quiere drenar el agua de un suelo, cuya granulometría está dada en la Fig. 19.3, mediante un dren de grava. La grava está formada por partículas uniformes de 5 cm de diámetro. En un diagrama de "tanto por ciento que pasa" en función del "diámetro de las partículas (mm)", representar la curva de la Fig. 3.3 y la de un material de filtro que cumpla las condiciones establecidas en las ecuaciones 19.10, 19.11 y 19.12.

19.6 Un suelo ($k = 10^{-1}$ cm/seg) se va a utilizar como filtro de otro suelo ($k = 5 \times 10^{-3}$ cm/seg) que forma un terraplén con un talud de descarga de 1 (vertical): 2 (horizontal). El flujo brota del terraplén a una altura de 8 m. Elegir el espesor del filtro mediante la figura 19.13.

CAPITULO 20

Aspectos generales del comportamiento esfuerzo-deformación con drenaje

En este capítulo se describen los aspectos generales del comportamiento esfuerzo-deformación de un suelo saturado. El agua que llena los poros del suelo puede escapar o entrar al suelo durante la compresión de éste, por lo cual la presión intersticial es nula o posee un cierto valor estático en el momento de registrar la deformación. La presión intersticial estática puede ser la aplicada durante una prueba de laboratorio (contrapresión) o un valor de equilibrio de la presión intersticial *in situ*. La expresión *con drenaje* se utiliza para describir el caso en el que se permite que el agua escape o entre libremente disipando así cualquier sobrepresión intersticial. Los casos *sin drenaje* o *con drenaje parcial* se tratan en la Parte V.

Al comienzo de nuestro estudio del comportamiento con drenaje tengamos en cuenta un hecho muy importante: El comportamiento de un suelo granular seco, expuesto en la Parte III, coincide prácticamente con el comportamiento con drenaje de un suelo granular saturado. De hecho, muchos de los datos esfuerzo-deformación presentados en la Parte III se obtuvieron generalmente en pruebas con drenaje en arenas saturadas. En arenas secas, bajo condiciones normales de carga, la presión intersticial es nula y, por tanto, todos los esfuerzos totales son también efectivos.

Consideremos la Fig. 20.1 que presenta trayectorias de esfuerzos en compresión isotrópica, compresión confinada y compresión triaxial. El elemento de la izquierda por ejemplo, se encuentra en equilibrio bajo un esfuerzo efectivo isotrópico $\bar{\sigma}_c$ y a continuación se somete a un incremento isotrópico de esfuerzos $\Delta\sigma$. Debajo del elemento se ha representado la trayectoria de esfuerzos efectivos (TEE) para este caso de carga. Esta trayectoria puede obtenerse, bien a partir de una prueba con arena seca (ver la Fig. 9.1) o en una prueba con arena saturada y presión intersticial nula. Así pues, la línea *AB* es igualmente la trayectoria de esfuerzos efectivos y de esfuerzos totales. En la parte inferior de la figura se indican las trayectorias de esfuerzos en compresión isotrópica, cuando una muestra saturada de arena se comprime isotrópamente en condiciones de drenaje, manteniendo la presión intersticial igual a un valor estático. Las trayectorias de esfuerzos efectivos (TEE) y totales (TET) se indican en la figura. También se indican en la Fig. 20.1 las trayectorias de esfuerzos en compresión confinada y triaxial. Adviértase que para la

prueba con drenaje en suelos saturados, la trayectoria de esfuerzos totales se desplaza horizontalmente respecto a la de esfuerzos efectivos un valor igual a la presión intersticial estática. Si u_s es positiva, la trayectoria de esfuerzos totales queda a la derecha de la de esfuerzos efectivos, y a la izquierda si u_s es negativa. Las trayectorias de esfuerzos totales y efectivos son siempre paralelas y desplazadas horizontalmente ya que la presión intersticial no puede absorber esfuerzos tangenciales estáticos.

En este capítulo se amplía el capítulo 10, incluyendo la influencia del agua sobre el comportamiento del suelo. El capítulo 10 se limitó a suelos granulares; este capítulo 20 describirá el comportamiento de las arcillas, comparándolo con el de las arenas.

20.1 MECANISMOS DE DEFORMACION

Como ya se dijo en el capítulo 10, las deformaciones experimentadas por un elemento de suelo dan lugar a deformaciones de cada partícula del suelo y a movimientos relativos entre las múltiples partículas que componen dicho elemento. Al aplicarlos a suelos que contienen partículas arcillosas, estos mecanismos de deformación adoptan las formas indicadas en la Fig. 20.2.

Es fácil imaginar que la flexión de una partícula aplanada contribuye a la deformación. Si cargamos una mezcla de mica y cuarzo, es muy probable que se produzca el caso indicado en la Fig. 20.2a. Al aplicar la carga F , la partícula de mica se dobla hasta la posición indicada. Este tipo de deformación sería recuperable al eliminar la carga F .

En la primera parte de este libro, por ejemplo en las Figs. 7.1 y 7.2, se indicó que las partículas arcillosas pueden reorganizarse pasando a agrupaciones más efectivas. La Fig. 20.2b muestra una deformación vertical resultante de la aplicación de una fuerza vertical. Este tipo de mecanismo de deformación es uno de los que más contribuyen a la deformación de las arcillas naturales inalteradas. Determinaciones de la estructura han indicado que las deformaciones, especialmente a lo largo de una superficie de deslizamiento, tienden a alinear las partículas en disposición paralela. Parece lógico que la mayoría de la deformación debida a la reorientación de las partículas arcillosas no sea recuperable una vez que se elimine el esfuerzo aplicado.

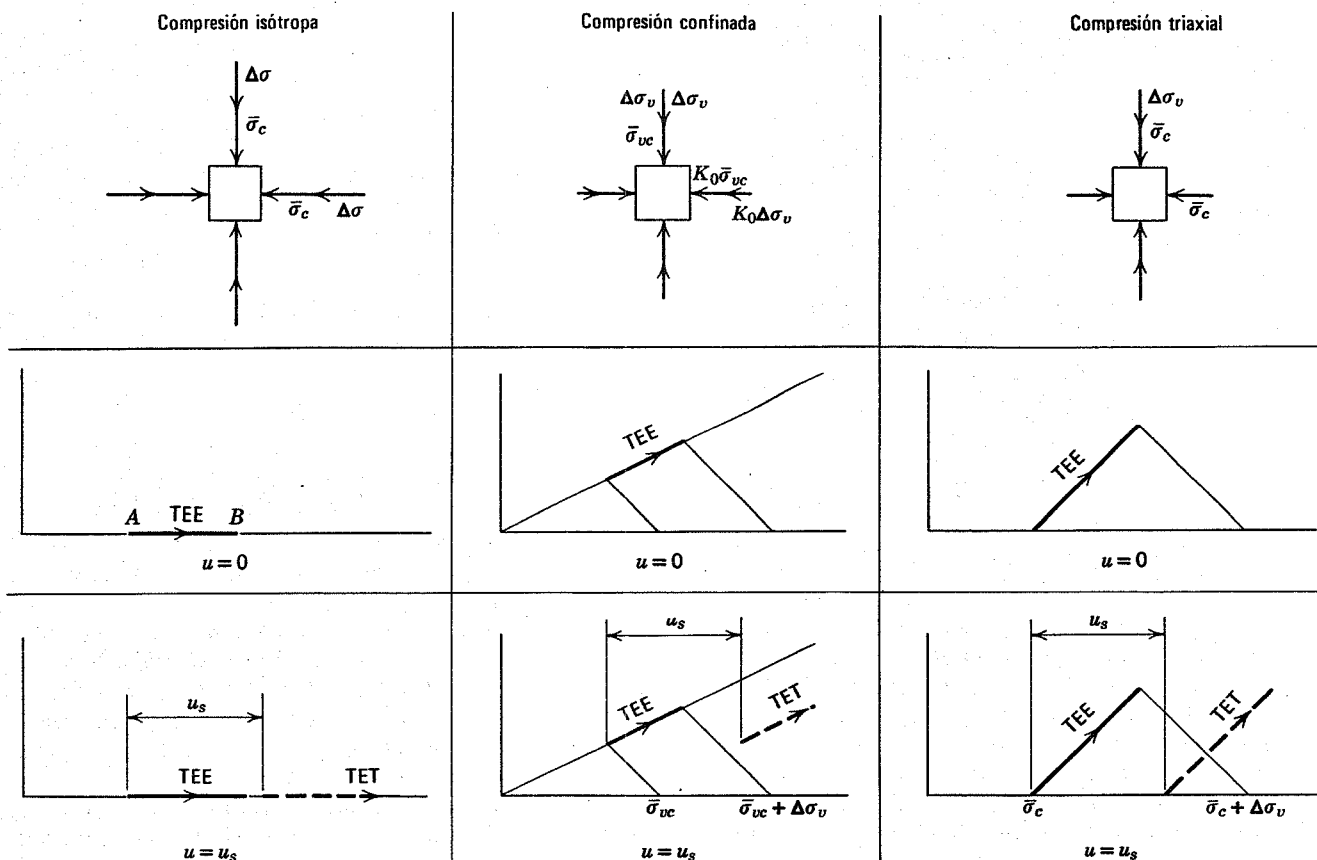


Fig. 20.1. Trayectorias de esfuerzos en pruebas de compresión.

En las arcillas puras una componente importante de la deformación es la modificación de la separación entre partículas. Este fenómeno se comentó en el capítulo 5. La Fig. 5.16b mostraba la relación entre la separación de las partículas y la presión aplicada. La separación entre las partículas de arcilla pura puede variar no sólo por efecto de la presión aplicada sino también por alteración del entorno físico; por ejemplo, el aumento de la sal en el fluido intersticial o la reducción del pH de dicho fluido, reducen la separación entre partículas. Las deformaciones debidas a una modificación de la separación entre partículas son recuperables.

En general, las deformaciones de suelos naturales sometidos a cargas inferiores a 140 kg/cm² se deben principalmente al movimiento relativo y a la reorganización de las partículas. En arcillas remoldeadas de elevada plasticidad la modificación de la separación entre partículas es una contribución importante a la deformación. La fracturación de las partículas de suelo bajo elevadas presiones queda limitada a las partículas granulares.

20.2 COMPORTAMIENTO ESFUERZO-DEFORMACION EN COMPRESION CONFINADA

Como se señaló en el capítulo 10, la compresión unidimensional es un caso importante de la mecánica de suelos ya que se aproxima a un fenómeno frecuentemente encontrado en la práctica; además, es una forma de carga

muy adecuada para reproducirla en laboratorio. En la prueba de compresión unidimensional se coloca una muestra en el edómetro (Fig. 9.2 y 9.3), sometiéndola a un incremento de esfuerzos totales. En una muestra de suelo saturado el incremento de esfuerzo total es absorbido inicialmente por el agua intersticial, transmitiéndose gradualmente al esqueleto del suelo, como se ha descrito y comentado en el capítulo 2. Al cesar la consolidación se hace una lectura para permitir la determinación de la deformación vertical y se continúa la prueba aplicando otro incremento de esfuerzo vertical. La prueba edométrica sobre una muestra de suelo saturado puede realizarse bien con una presión intersticial periférica nula o manteniendo un cierto valor estático mediante contrapresión. La contrapresión resulta útil porque evita el escape del aire ocluido en el agua intersticial y representa por tanto más exactamente las condiciones de presión intersticial *in situ*.

Comportamiento en carga y descarga

La Fig. 20.3 muestra los resultados de una prueba edométrica realizada con una muestra de arcilla del terreno de Cambridge reproducido en la Fig. 7.9. La muestra se extrajo a una profundidad de 22.50 m. donde la presión vertical *in situ* era de $\bar{\sigma}_{vo} = 2.2 \text{ kg/cm}^2$. En la prueba de laboratorio la muestra se cargó por etapas hasta 8 kg/cm², se descargó hasta 1 kg/cm², se volvió a cargar hasta 17 kg/cm² y se descargó finalmente a 0.5 kg/cm². A efectos

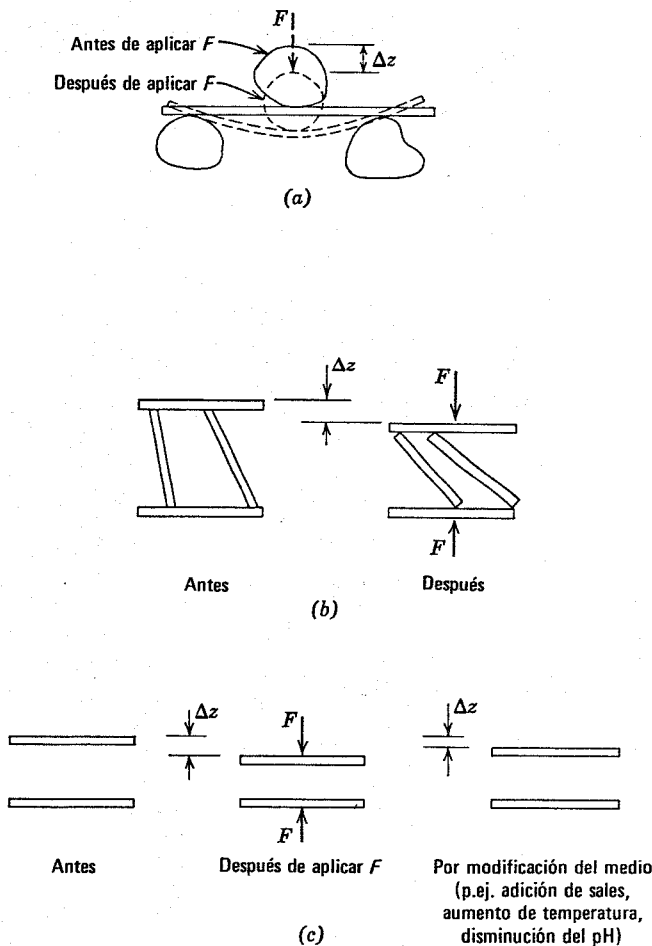


Fig. 20.2. Mecanismos de deformación. a) Deformación de partículas de mica. b) Reorientación de partículas. c) Reducción de la distancia entre partículas.

comparativos se han vuelto a representar en la Fig. 20.3 los resultados de la prueba edométrica realizada en arena y ya dados en la Fig. 10.5. Se observa en la figura que el comportamiento general esfuerzo-deformación de la arena y de la arcilla es semejante, pero que la arcilla es mucho más compresible que la arena.

En la gama de esfuerzos que normalmente se encuentran los problemas de ingeniería civil, las arcillas suelen ser mucho más compresibles que las arenas. Sin embargo bajo presiones suficientemente elevadas para producir la fracturación de las partículas, la arena puede resultar tan compresible como la arcilla. Este hecho se puede comprobar en la Fig. 20.4 que presenta los resultados de pruebas edométricas realizadas con montmorilonita, el mineral arcilloso más compresible, caolinita uno de los minerales arcillosos menos compresibles y una arena de Ottawa comprendida entre los tamices 20 y 40. Hasta una presión de aproximadamente 200 kg/cm² las arcillas son mucho más compresibles que la arena. Por encima de 200 kg/cm² las partículas de arena se rompen y la arena se vuelve muy compresible. Como era de esperar la arena presenta escasa recuperación al descargar.

Máxima presión de preconsolidación

Como mejor puede estudiarse la historia de esfuerzos de un suelo es a partir de los resultados de una prueba edométrica, relacionando la relación de vacíos (o la deformación) con el logaritmo de la presión efectiva, como se ha hecho en la Fig. 20.5. Los resultados de la prueba edométrica realizada con la arcilla de Cambridge que aparecen en la Fig. 20.5 muestra una diferencia más acusada entre el 2o. ciclo de carga y el primero, o de carga virgen o noval, que en el caso representado en la Fig. 20.3. Se aprecia que la relación $e - \log \bar{\sigma}_v$ para la carga virgen tiende a ser una línea recta.

Utilizando los resultados de una prueba edométrica representados en la forma $e - \log \bar{\sigma}_v$, A. Casagrande (1936) propuso el siguiente método para calcular el valor de la máxima presión de consolidación experimentada por el suelo a lo largo de su historia, denominada *presión de preconsolidación* y representada por $\bar{\sigma}_{vm}$. Este método que aparece en la Fig. 20.6 consta de los siguientes pasos:

1. Localización en la curva $e - \log \bar{\sigma}_v$ del punto de mínimo radio de curvatura T .
2. Se traza por T una línea horizontal h y una tangente a la curva t .
3. Se traza la bisectriz del ángulo formado por t y h , es decir se obtiene la línea c .
4. Se prolonga la parte virgen de la curva edométrica hacia I y donde esta línea corta a la recta c se obtiene D que es el valor estimado de la máxima presión de preconsolidación $\bar{\sigma}_{vm}$.

Existen numerosas razones por las cuales la presión de preconsolidación, tal como se deduce del método de Casagrande, no es exacta y por las cuales la curva edométrica no reproduce la curva de consolidación real en el terreno. La razón más importante es la variación de esfuerzos y de estructura inherente a la toma de muestras, a su preparación y a los métodos de prueba. La diferencia de temperatura entre el terreno y el laboratorio, así como los detalles operativos, pueden ser también importantes.

Sin embargo, el método de Casagrande resulta muy útil para el ingeniero siempre que considere que el valor de la presión así determinado constituye únicamente una estimación. Existen otros métodos para estimar la presión máxima de preconsolidación (como los de Burmister y Schmertmann), los cuales han sido comentados por Leonards (1962). Utilizando el método de Casagrande, la presión de preconsolidación de la arcilla de Cambridge (Fig. 20.5) resulta de 3.1 kg/cm². El valor calculado de la presión vertical efectiva de la muestra en el terreno era de 2.2 kg/cm². Así pues, la muestra estudiada es una arcilla ligeramente sobreconsolidada* con una *razón de sobrecon-*

* En los textos ingleses y americanos se emplean indistintamente los términos *preconsolidado* y *sobreconsolidado* ("overconsolidated"). En este libro, y siguiendo a Lambe lo más exactamente posible, hemos traducido por sobreconsolidación el fenómeno de haber alcanzado presiones superiores a las naturales *in situ*, empleando también el término preconsolidación en el sentido de un fenómeno de carga que se ha producido en épocas o procesos anteriores. (N.T.)

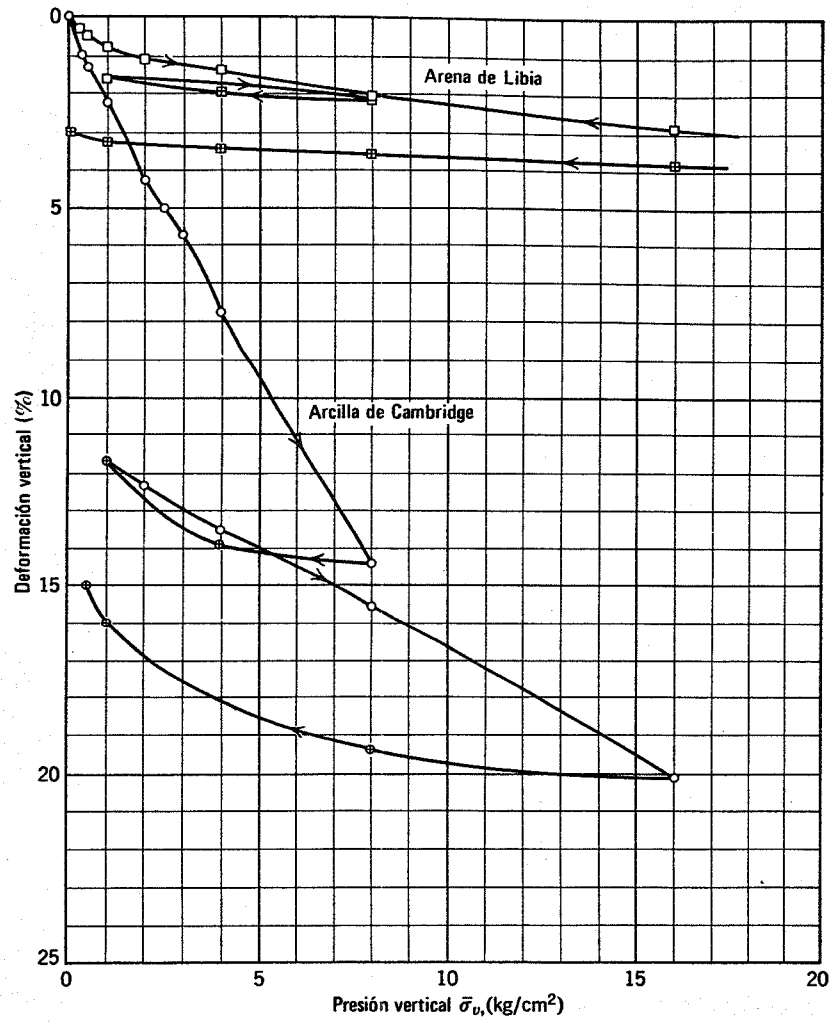


Fig. 20.3. Resultados de pruebas edométricas.

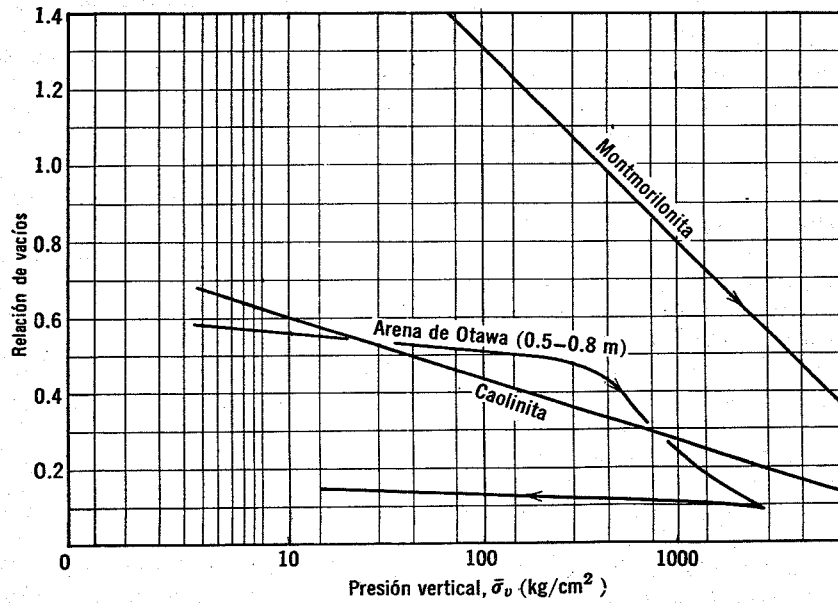


Fig. 20.4. Resultados de pruebas edométricas (Según Roberts, 1964).

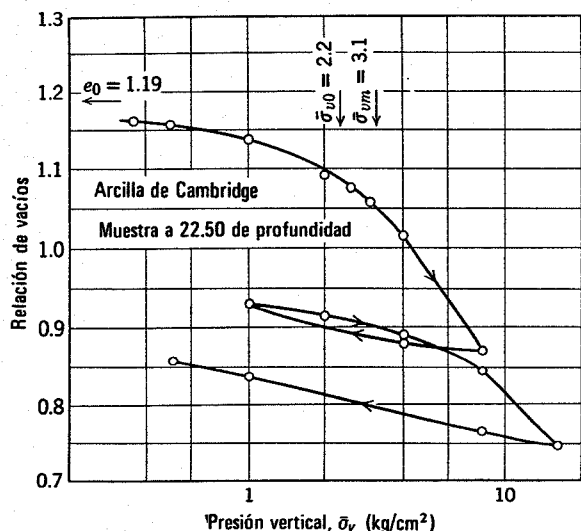


Fig. 20.5. Resultados de una prueba edométrica.

solidación de $\bar{\sigma}_{vm}/\bar{\sigma}_{v0} = 1.4$. Para presiones efectivas superiores a 3.1 la arcilla es normalmente consolidada.

Efectos de tiempo

Cuando una muestra de suelo saturado se somete a un incremento de presión vertical en el edómetro, la deformación que se produce varía con el tiempo. Esta dependencia del tiempo se debe a dos fenómenos: el *desfase hidrodinámico* y la *consolidación secundaria*. El desfase hidrodinámico se comentó y explicó en el capítulo 2. El incremento de presión vertical es absorbido inicialmente por la presión intersticial y se va transmitiendo al esqueleto del suelo según el agua va fluyendo bajo la sobrepresión intersticial inducida.* El tiempo necesario para que el agua escape del suelo depende de la naturaleza de la presión aplicada, de la compresibilidad del suelo, de la altura de la muestra, del tipo de drenaje y de la permeabilidad del suelo. El capítulo 27 presenta una teoría para estimar el tiempo necesario para que se disipe la sobrepresión intersticial.

La prueba edométrica estándar utiliza una muestra de aproximadamente 30 mm de altura. Para esta muestra y drenaje por ambas caras, la sobrepresión inducida en una arena saturada durante una prueba edométrica se disipa prácticamente en menos de 1 minuto. En una arcilla, se pueden requerir desde aproximadamente 10 minutos hasta más de 1000 minutos para que se anule la sobrepresión intersticial.

La consolidación continúa incluso después de que toda la presión vertical se haya transformado de presión intersticial en presión efectiva. En una arena, para las presiones usuales, esta acción se realiza tan rápidamente que en general no puede advertirse (ver la Fig. 10.8). Una arena presenta considerable consolidación secundaria a elevadas presiones debido a la rotura de las partículas (ver la Fig. 10.9). Para una arena con partículas minerales sólidas este fenómeno

* Hemos elegido el término *sobrepresión* para designar el incremento de presión sobre el valor hidrostático ("excess pore pressure"), por razones de brevedad principalmente. (N.T.)

no tiene importancia sólo para presiones de 140 kg/cm² o mayores. Las arenas con partículas más blandas o débilmente cementadas presentan una importante consolidación secundaria bajo las presiones habitualmente encontradas en ingeniería.

En los suelos muy plásticos, y en especial en suelos orgánicos, la consolidación secundaria puede ser muy grande. De hecho, en estos suelos, la consolidación que se produce después de anularse la sobrepresión intersticial puede ser superior a la que tiene lugar en la transferencia del exceso de presión intersticial a las presiones efectivas. La causa exacta de la consolidación secundaria no se conoce. Se debe probablemente a una posterior reorientación de las partículas posiblemente debido a la extrusión de las partículas de suelo del agua mantenida por fuerzas atractivas.

Presiones laterales en la prueba edométrica

La Fig. 20.7 muestra la trayectoria de esfuerzos efectivos de una prueba edométrica en la que la muestra comienza en el punto A bajo una presión vertical de 4 kg/cm². La presión vertical se aumenta hasta 8 kg/cm² y la trayectoria de esfuerzos en la fase de carga va desde A a B, según la línea K_0 . Diversos experimentos han mostrado que la línea K_0 es prácticamente recta. Su inclinación se designa por β ángulo cuya tangente es $(1 - k_0) / (1 + K_0)$.

En el punto B la presión vertical efectiva se reduce de 8 kg/cm² a 4 y la muestra del suelo se expande como se deduce de los esquemas que aparecen en la Fig. 20.7. La trayectoria de esfuerzos de esta expansión es BC.

En todos los puntos de la línea K_0 para la consolidación virgen de este suelo, K_0 vale 0.5. Al avanzar desde el punto B al C tanto la razón de sobreconsolidación como k_0 van aumentando. En el punto C la razón de sobreconsolidación es 2 y K_0 vale 0.8. En una prueba edométrica en arcilla, la línea BC puede continuar hasta llegar al valor $q = 0$, es decir $K_0 = 1$ y de hecho puede llegar hasta valores negativos de q , es decir, $k_0 > 1$.

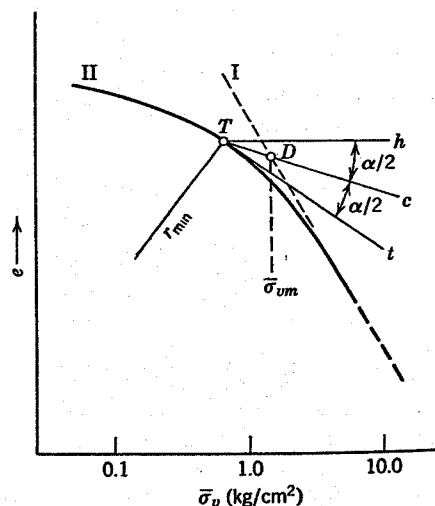
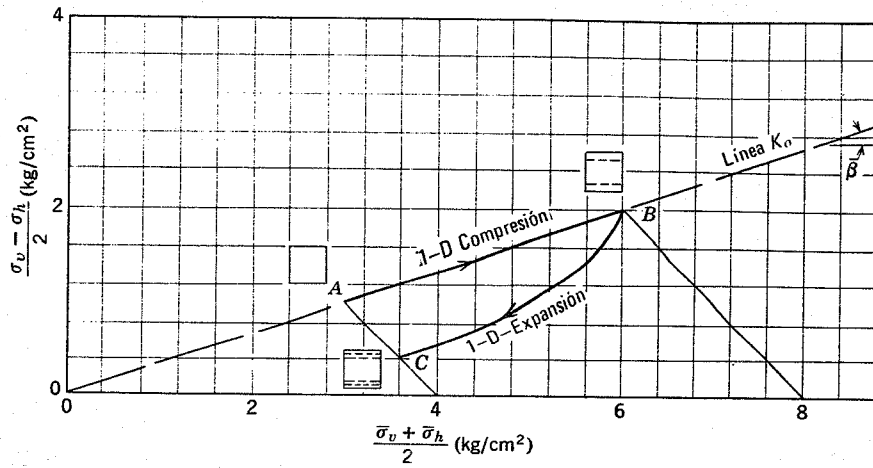


Fig. 20.6. Estimación de la máxima presión de preconsolidación (Según Casagrande, 1963).



$$K_0 = \frac{\bar{\sigma}_h}{\bar{\sigma}_v} \text{ para deformación 1-D}$$

$$K_0 \approx 0.95 - \text{sen } \bar{\phi} \text{ para arcilla n.c.}$$

$$K_0 \approx 1.0 - \text{sen } \bar{\phi} \text{ para arena n.c.}$$

$$\bar{\beta} = \tan^{-1} \frac{1 - K_0}{1 + K_0}$$

Fig. 20.7. Trayectorias de esfuerzos en la prueba edométrica.

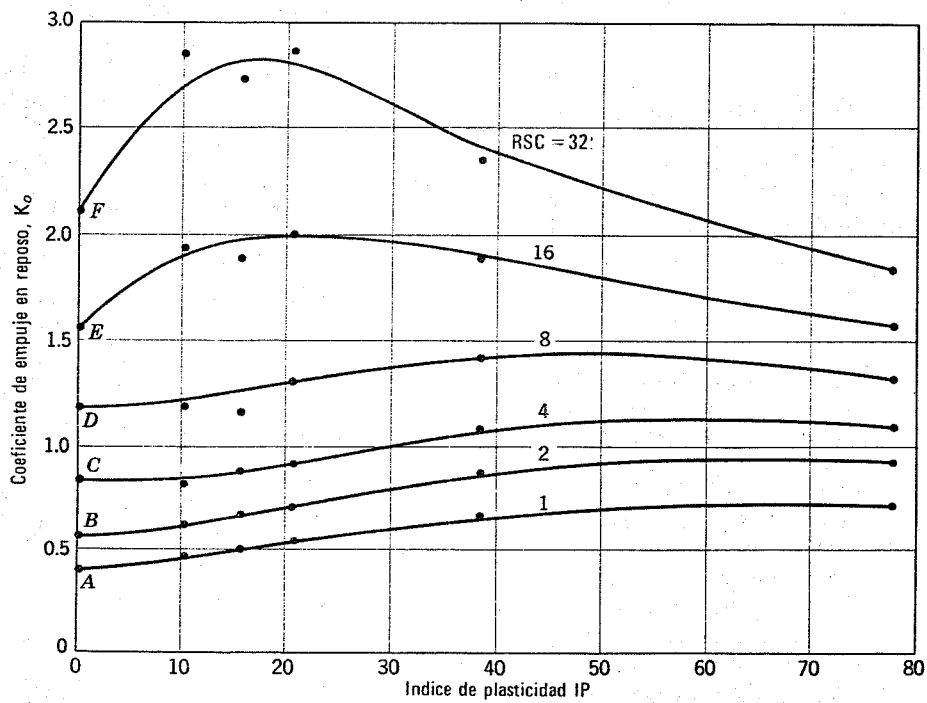


Fig. 20.8. Relación entre K_0 , la razón de sobreconsolidación y el índice de plasticidad. Los puntos A a F se han interpolado a partir de los datos de Hendron, RSC = razón de sobreconsolidación (Según Brooker e Ireland, 1965).

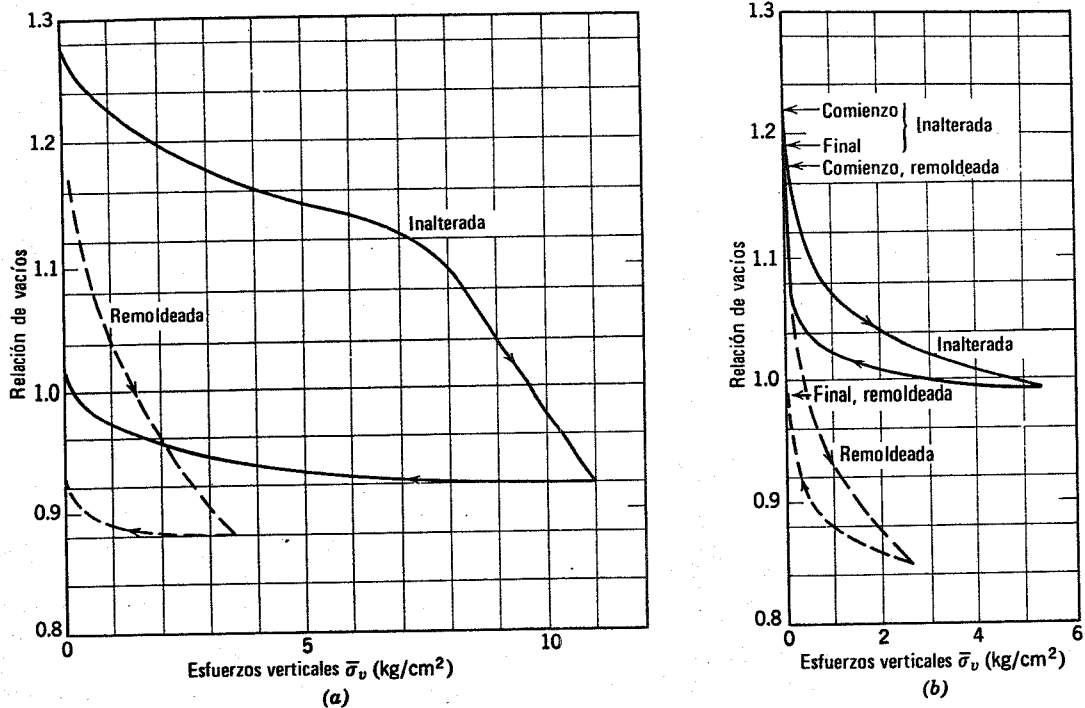


Fig. 20.9. Influencia de la perturbación sobre el comportamiento esfuerzo-deformación. (a) Arcilla de San Lorenzo. (b) Arcilla de Boston. (Datos de Casagrande, 1932).

Realizando una serie de pruebas edométricas en las que se mida no sólo la presión vertical efectiva sino también la lateral (ver la Fig. 9.3), Hendron, Brooker e Ireland (Brooker e Ireland, 1965) obtuvieron las relaciones entre K_0 , la razón de sobreconsolidación y el índice de plasticidad que aparecen en la Fig. 20.8. Como valor medio para todas las arcillas normalmente consolidadas,

$$K_0 = 0.95 - \text{sen } \bar{\phi} \quad (20.1)$$

Alpan (1967) recomienda

$$K_0 = 0.19 + 0.233 \log \text{ I. P.} \quad (20.2)$$

para arcillas normalmente consolidadas siendo IP el índice de plasticidad en % .

Influencia de la perturbación sobre el comportamiento esfuerzo-deformación

Como se ha dicho en el capítulo 7, una arcilla natural posee una estructura que depende de las condiciones presentes en la época de formación de la misma y de las variaciones ambientales producidas después de su formación. Como ya se ha advertido en este capítulo las deformaciones tienden a alterar esta estructura reorganizando las partículas. Una indicación de la influencia de una fuerte perturbación sobre el comportamiento de una arcilla puede obtenerse sometiendo a prueba la arcilla en estado inalterado y cuando ésta ha sido completamente amasada o "remoldeada". La Fig. 20.9 presenta los resultados de pruebas edométricas con dos arcillas. Los datos de la Fig. 20.9 indican que la destrucción de la estructura natural de

una arcilla por el remoldeo aumenta fuertemente la compresibilidad, especialmente para niveles de presión bajos.

20.3 COMPORTAMIENTO ESFUERZO-DEFORMACION EN COMPRESION TRIAXIAL

Como se advierte en la Fig. 20.1, el proceso de carga en la prueba triaxial estándar consiste en la consolidación de la muestra bajo un esfuerzo isotrópico $\bar{\sigma}_c$ y la falla subsiguiente aplicando un esfuerzo vertical mientras se mantiene constante la presión horizontal. El esfuerzo principal mayor es por tanto el vertical y el menor (e intermedio) el horizontal.

La Fig. 20.10 muestra los resultados de dos pruebas triaxiales estándar con drenaje, en arcilla de Weald previamente remoldeada. La arcilla normalmente consolidada, se cargó a 2 kg/cm², rompiéndola a continuación aumentando el esfuerzo vertical. La muestra sobreconsolidada, se cargó primero isotrópamente a 8.5 kg/cm² y luego se la dejó expandir hasta un esfuerzo isotrópico de 0.35 kg/cm². A continuación se hizo fallar la muestra aumentando el esfuerzo vertical. En la Fig. 20.10 se ha representado la relación esfuerzo-deformación expresando el esfuerzo como $(\sigma_1 - \sigma_3) / 2 \bar{\sigma}_c = q/\bar{\sigma}_c$, es decir el esfuerzo desviador se ha normalizado según se explicó en el capítulo 10.

Comparando el comportamiento de la arcilla normalmente consolidada y el de la arcilla fuertemente sobreconsolidada, observamos dos características importantes:

1. La arcilla sobreconsolidada es más resistente y más rígida. Tiene una resistencia al corte máxima que pierde al aumentar la deformación, de modo que la arcilla normalmente consolidada y la sobreconsoli-

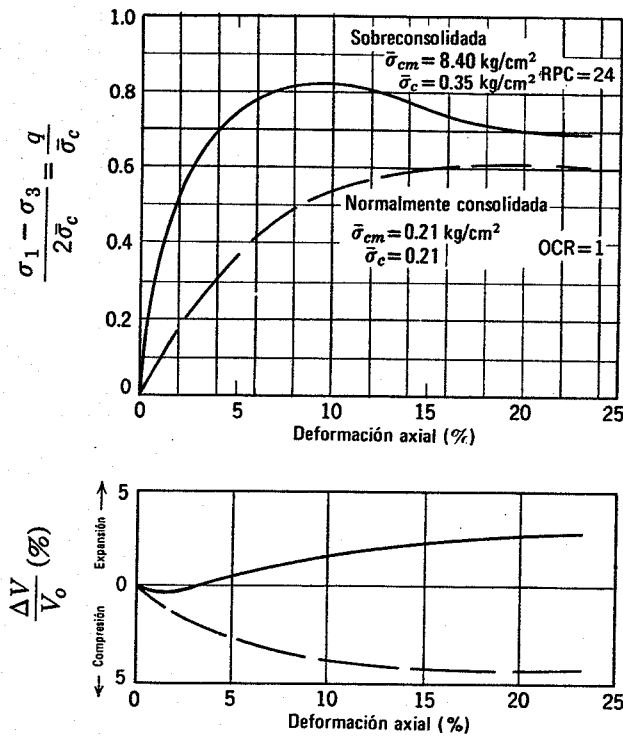


Fig. 20.10. Pruebas triaxiales con drenaje en arcilla de Weald. (Datos de Henkel, 1956).

dada tienden a una resistencia análoga bajo grandes deformaciones.

2. La arcilla sobreconsolidada disminuye de volumen inicialmente y aumentando después, mientras que la normalmente consolidada disminuye de volumen en toda la prueba.

La comparación del comportamiento esfuerzo-deformación de la arcilla de la Fig. 20.10 con el de las arenas de la Fig. 10.18 muestra un hecho general muy importante: la curva esfuerzo-deformación de una arcilla sobreconsolidada es semejante al de una arena compacta, mientras que el comportamiento de una arcilla normalmente consolidada es semejante al de una arena suelta. En general, las deformaciones necesarias para alcanzar la resistencia máxima son mayores en la arcilla que en la arena. En el proceso de carga la arena suelta tiende a disminuir de volumen, aumentando después, mientras que la arcilla normalmente consolidada presenta escasa tendencia a la dilatación después de la disminución de volumen. Las resistencias residuales de la arcilla sobreconsolidada y de la arcilla normalmente consolidada se aproximan al llegar a grandes deformaciones, al igual que ocurre entre las arenas compactas y sueltas.

20.4 OTROS TIPOS DE CARGA

En este capítulo se ha considerado hasta ahora el comportamiento esfuerzo-deformación del suelo en la prueba edométrica y en la prueba triaxial. El edómetro y el aparato triaxial se han utilizado ampliamente para la medida del comportamiento esfuerzo-deformación de los suelos. El triaxial es un aparato muy versátil ya que permite realizar

muchos tipos de carga, además del estándar con $\Delta\sigma_h = 0$. La Fig. 9.8 muestra algunos otros tipos de carga que se pueden obtener en el aparato triaxial. Sin embargo en este aparato σ_2 debe ser igual o bien a σ_1 o a σ_3 . En ciertos casos reales se dan sollicitaciones que no se pueden reproducir en el aparato triaxial, por ejemplo, un terraplén largo produce un estado de deformación plana en el terreno de base. Se requiere por tanto un aparato de deformación plana para reproducir este caso real.

La prueba de corte directo, descrita en la Fig. 9.1 resulta útil para realizar pruebas con drenaje en arena. Como la prueba de corte directo emplea una pequeña muestra, se puede realizar una prueba de este tipo en la quinta a décima parte del tiempo necesario para realizar una prueba triaxial estándar con drenaje. Además, es más conveniente someter una muestra de arcilla a grandes deformaciones y a ciclos de deformación en el aparato de corte directo que en el triaxial.

La prueba de corte directo se ha utilizado ampliamente para estudiar la resistencia de una arcilla sobreconsolidada bajo grandes deformaciones, es decir para obtener la resistencia residual de la arcilla. La Fig. 20.11 muestra los resultados de una prueba de corte directo en una muestra de la lutita de Cucaracha (Canal de Panamá). Como puede verse, la resistencia residual es una pequeña fracción de la resistencia máxima. Esta es una razón por la que se han producido deslizamientos en el Canal de Panamá. Esta pérdida de resistencia se debe en parte a la destrucción de los enlaces entre partículas y en parte a la reorientación de las mismas.

20.5 RESUMEN DE PUNTOS PRINCIPALES

1. El comportamiento esfuerzo efectivo-deformación de un suelo granular es prácticamente el mismo en estado seco o saturado.
2. Para esfuerzos normales (hasta 15 kg/cm²) los factores principales de deformación son el movimiento relativo entre partículas adyacentes y la reorganización de las mismas. Para esfuerzos por encima de 140 kg/cm² la rotura de las partículas granulares puede ser una causa importante de la deformación.

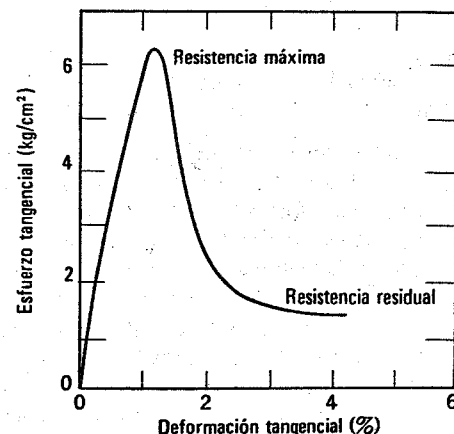


Fig. 20.11. Prueba de corte directo con drenaje de la lutita de Cucaracha (Margen del Canal de Panamá, 1947).

3. El comportamiento esfuerzo-deformación de una arcilla depende mucho de la historia de la muestra; cuanto mayor sea la razón de sobreconsolidación más rígido es el suelo.
4. El comportamiento esfuerzo-deformación de una arena suelta se asemeja al de una arcilla normalmente consolidada, mientras que el comportamiento de una arena compacta es análogo al de una arcilla sobreconsolidada.
5. Para una arcilla normalmente consolidada k_o vale aproximadamente $0.95 - \text{sen } \bar{\phi}$. k_o aumenta con la razón de sobreconsolidación.

PROBLEMAS

20.1 Mediante las Figs. 20.8 y 7.9 deducir k_o para la arcilla normalmente consolidada de Cambridge.

20.2 En una prueba edométrica se aplicó una presión intersticial estática de 1 kg/cm^2 , representándose los resul-

tados en la Fig. 20.5. Representar las trayectorias de esfuerzos totales y efectivos para el 2o. ciclo carga-descarga de la prueba, es decir de 1 a 16 y de 16 a 0.5 kg/cm^2 .

20.3 Se aplica un incremento de presión vertical de 1 kg/cm^2 a las muestras confinadas de los suelos enumerados a continuación. Indíquese para cada suelo el o los mecanismos que son probablemente la causa principal de la deformación.

- a. Montmorilonita (Fig. 5.16b).
- b. Arcilla de Londres, profundidad = 3 m (Fig. 7.8).
- c. Arcilla de Manglerud, profundidad = 6 m (Fig. 7.7).
- d. Arena de Ottawa, $\bar{\sigma}_v = 350 \text{ kg/cm}^2$ (Fig. 20.4).
- e. Arcilla del San Lorenzo, $\bar{\sigma}_v = 5 \text{ kg/cm}^2$ (Fig. 20.9).

20.4 Sobre un depósito de arcilla de Cambridge se ha colocado un terraplén de 2 m de altura (ver la Fig. 20.5). ¿Ocurrirá un asentamiento mayor si la razón de sobreconsolidación es de 2 del que ocurriría si fuera de 1? Explíquese por qué.

CAPITULO 21

Resistencia al corte con drenaje

En el capítulo 11 se expusieron los conceptos fundamentales de la teoría de la resistencia al corte y los valores correspondientes a suelos secos sin cohesión. Siempre que los esfuerzos se expresen en términos de esfuerzos efectivos los conceptos y datos del capítulo 11 son también aplicables a suelos granulares saturados, suponiendo que no existan sobrepresiones intersticiales. Este capítulo amplía el capítulo 11 estudiando la resistencia de las arcillas y comparando este comportamiento con el de las arenas. Al igual que en el capítulo 20 nos limitamos aquí al caso en el que la presión intersticial tiene un valor estático o es nula. Se permite la disipación de las sobrepresiones intersticiales producidas por las deformaciones dejando escapar libremente el agua intersticial, es decir, la carga se aplica *con drenaje*.

Las pruebas con drenaje se suelen denominar *con consolidación y drenaje*, abreviadamente CD, para tener una terminología coherente con la de las pruebas sin drenaje estudiadas en la Parte V. Sin embargo basta realmente con utilizar la palabra *drenaje* ya que si la sobrepresión intersticial es nula en cualquier instante la arcilla debe consolidarse al comienzo de la prueba. Como las pruebas con drenaje en arcillas se realizan a una velocidad lenta con objeto de permitir la disipación de las sobrepresiones intersticiales, las pruebas con drenaje se denominan también *pruebas lentas*.

Para presentar los principios de la resistencia al corte con drenaje utilizaremos los datos de pruebas reales obtenidos en arcillas de Weald remoldeadas por Henkel (1956, 1959). La arcilla de Weald es una arcilla marina del período cretácico que tiene las siguientes propiedades:

Límite líquido =	43%
Límite plástico =	18%
Índice de plasticidad =	25%
Porcentaje de arcilla menor de 0.002 mm =	40%
Actividad =	0.6
Peso específico relativo =	2.74

La arcilla de Weald se toma como ejemplo tanto por la excelente calidad de los resultados de laboratorio como porque esta arcilla tiene un comportamiento típico. Más adelante comentaremos las excepciones a este comportamiento.

21.1 ARCILLA NORMALMENTE CONSOLIDADA

Con muestras idénticas de arcilla de Weald remoldeada realizamos las tres pruebas siguientes:

1. Consolidación hasta 0.7 kg/cm² y falla a continuación en una prueba triaxial estándar.
2. Consolidación hasta 2.1 kg/cm² y falla en la prueba triaxial, estándar.
3. Consolidación hasta 7 kg/cm² y falla en la prueba triaxial estándar.

Los resultados de estas tres pruebas se indican en la Fig. 21.1.

En la prueba triaxial estándar el esfuerzo vertical σ_v es el esfuerzo principal mayor y el horizontal σ_h el esfuerzo principal menor e intermedio. La Fig. 21.1a relaciona la mitad del esfuerzo desviador q con la deformación vertical. La Fig. 21.1b presenta la deformación volumétrica en función de la deformación vertical. La Fig. 21.1c muestra la trayectoria de esfuerzos efectivos para cada una de las pruebas, habiéndose trazado una línea a través del valor máximo de q en cada prueba. Esta línea denominada K_f relaciona q_f con p_f . La Fig. 21.1d presenta la relación entre e y P_o , P_f y q_f .

Relación entre la resistencia al corte y el esfuerzo efectivo

Partiendo de los datos de la Fig. 21.1c, además de otros muchos puntos no indicados, la relación esfuerzo efectivo-resistencia al corte de la arcilla de Weald remoldeada y normalmente consolidada resulta ser una línea recta que pasa por el origen. Así pues, parece que no existe una diferencia esencial entre la forma de la relación esfuerzo efectivo-resistencia al corte encontrada en las pruebas con drenaje en arena y en una arcilla normalmente consolidada; ninguno de ambos suelos presenta un valor en el origen q_f para $p_f = 0$, lo que significa que ninguno de estos suelos posee "cohesión". La pendiente de la línea K_f es $\bar{\alpha}$:

$$\bar{\alpha} = \tan^{-1} \frac{q_f}{\bar{p}_f}$$

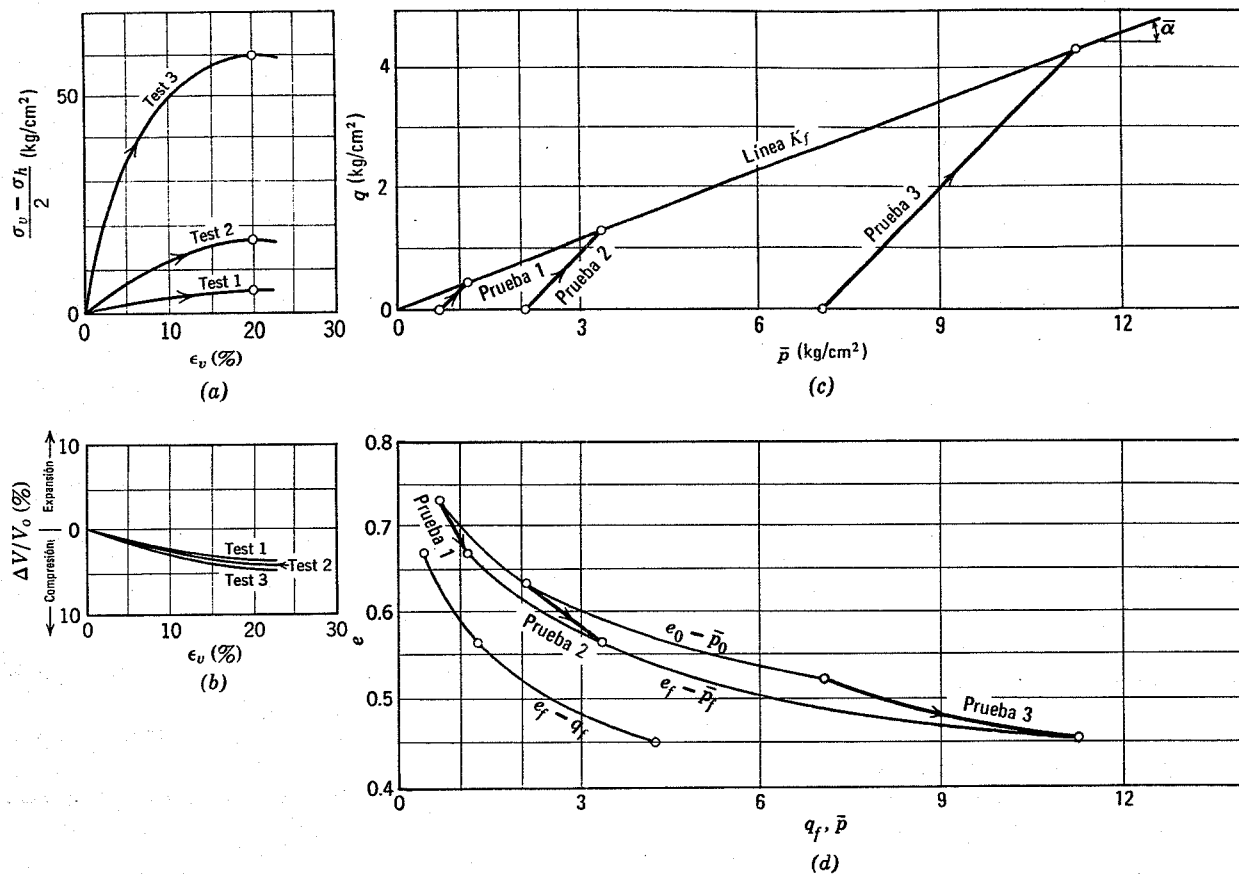


Fig. 21.1. Resultados de pruebas en una arcilla de Weald normalmente consolidada.

y (por geometría, como se indicó en el capítulo 11)

$$\bar{\phi} = \text{sen}^{-1} \tan \alpha$$

Para la arcilla de Weald $\alpha \approx 20.5^\circ$ y $\bar{\phi} = 22^\circ$.

La Fig. 21.2 muestra la relación esfuerzo-deformación y la trayectoria de esfuerzos para la arcilla de Weald normalmente consolidada, expresadas en forma normalizada. Como la línea k_f es recta, el diagrama $p-q$ se puede normalizar exactamente. Los datos esfuerzo-deformación solamente se pueden normalizar de manera aproximada.

Relación esfuerzo-volumen

Se puede ver en la Fig. 21.1 que los datos de pruebas con drenaje en la arcilla de Weald normalmente consolidada indican que los diagramas $e_0 - P_0$, $e_f - p_f$ y $e_f - q_f$ tienen una curvatura suave. También se indican en esa figura las líneas representativas de la variación de la relación de vacíos durante las pruebas con drenaje. Los datos esfuerzo-volumen de la Fig. 21.1d se han repetido en la Fig. 21.3 en una forma más conveniente. Se utilizan los contenidos de humedad en lugar de la relación de vacíos ya que su determinación es más conveniente y, para un suelo saturado, la humedad y la relación de vacíos están relacionadas de forma única. Los datos de esfuerzos se han representado en escala logarítmica ya que se ha en-

contrado empíricamente que las relaciones entre la relación de vacíos o la humedad y los diversos esfuerzos forman líneas aproximadamente rectas, paralelas entre sí, para una arcilla normalmente consolidada.

En los diagramas de la Fig. 21.1d o 21.3 se advierte que existe una triple relación entre la resistencia al corte, el esfuerzo efectivo en la falla y la humedad o la relación de vacíos en la falla. En la Parte V veremos que la misma relación $q_f - \bar{p}_f - w_f$ se puede aplicar a la arcilla de Weald cuando se produce su falla sin permitir el escape de agua.

Cualquier factor que altere la relación de vacíos, es decir la compacidad del esqueleto mineral, influirá sobre la resistencia al corte con drenaje, lo cual también vendrá acompañado por una variación de los esfuerzos efectivos en falla. En un cierto sentido, una variación de esfuerzo efectivo puede dar lugar a un material con diferente compacidad y, por lo tanto, con diferente resistencia. Es difícil definir qué factor, compacidad o esfuerzo efectivo, controla la resistencia: los tres factores están relacionados entre sí. Sin embargo, es más útil emplear los esfuerzos efectivos como la variable principal.

Otros casos de carga

Existe un número infinito de posibles trayectorias de esfuerzos para la falla de una muestra de arcilla. La Fig. 9.8 mostraba cuatro trayectorias convenientes para prue-

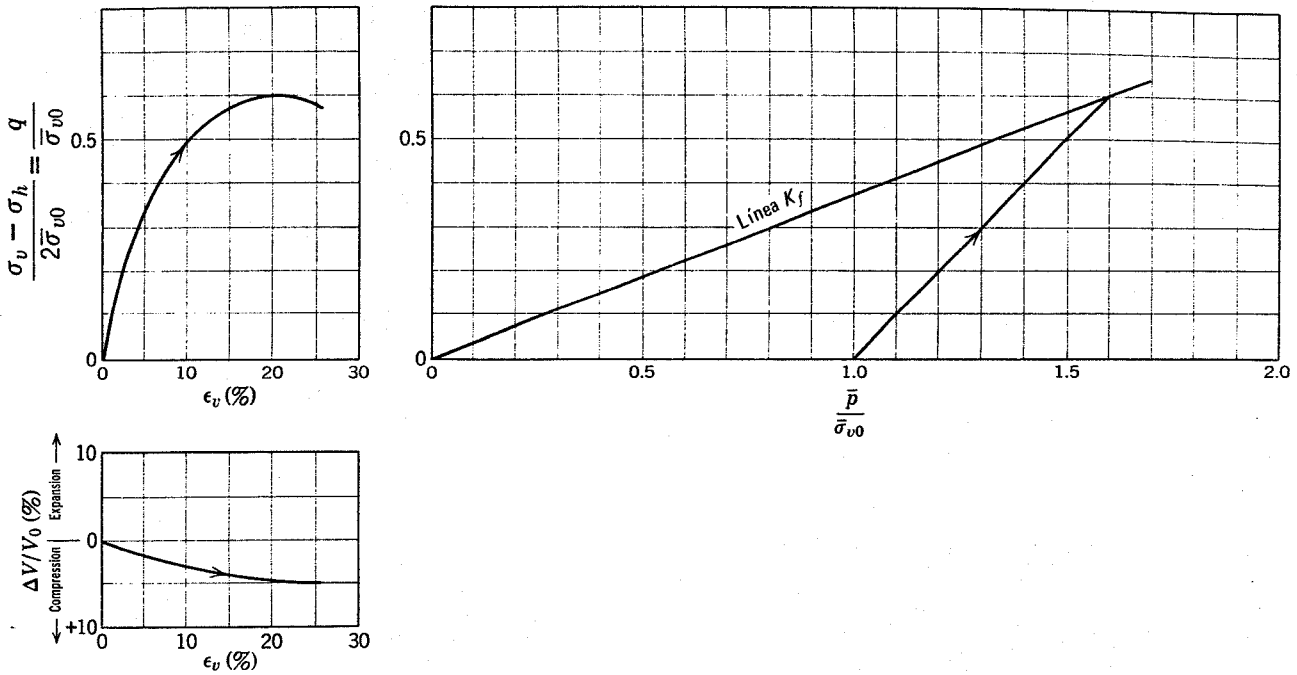


Fig. 21.2. Resultados normalizados de una prueba.

bas triaxiales. En general, los parámetros de resistencia de un suelo normalmente consolidado son casi independientes de la trayectoria seguida hasta la falla. Como primera, y muy buena, aproximación general podemos tomar la relación $q_f - \bar{p}_f$ para una arcilla normalmente consolidada como una línea recta única. Por supuesto, el valor de q_f depende en gran parte de la trayectoria de carga ya que \bar{p}_f es función de la trayectoria seguida. Los ejemplos 21.1 a 21.3 ilustran la estimación de q_f para diversos casos de carga.

Comparación entre la arcilla y la arena

La anterior discusión demuestra que el comportamiento de una arcilla normalmente consolidada durante el

corte con drenaje es esencialmente semejante al de la arena o más particularmente al de la arena suelta. Es decir, para ambos tipos de suelos la ley de falla es

$$\tau_{ff} = \bar{\sigma}_{ff} \tan \bar{\phi}$$

Valores típicos de $\bar{\phi}$ para arcillas normalmente consolidadas

La Fig. 21.4 da una buena indicación sobre los valores típicos de $\bar{\phi}$ en los suelos. Aunque existe una considerable dispersión, se aprecia una clara tendencia hacia una disminución de $\bar{\phi}$ al aumentar la plasticidad. Es difícil determinar la relación esfuerzo efectivo-resistencia para una arcilla muy plástica como la montmorilonita o la arcilla de la ciudad de México debido al tiempo, extraordinariamente largo, necesario para la disipación de la sobrepresión intersticial durante la prueba. De aquí que la magnitud de $\bar{\phi}$ para suelos muy plásticos sea incierta.

21.2 ARCILLA SOBRECONSOLIDADA

Consideremos ahora varias muestras de arcilla de Weald remoldeada, consolidándolas hasta 8.4 kg/cm². Este esfuerzo (representado por \bar{p}_m , para una presión de preconsolidación \bar{p}) es mayor que cualquier esfuerzo efectivo a que hayan podido estar sometidas las muestras después del remoldeo. A continuación se reduce la presión lateral que actúa sobre cada muestra a valores \bar{P}_o variables de 0.035 a 5 kg/cm² permitiendo la entrada de agua a las muestras de manera que alcancen el equilibrio bajo estas presiones efectivas reducidas. La razón de sobreconsolida-

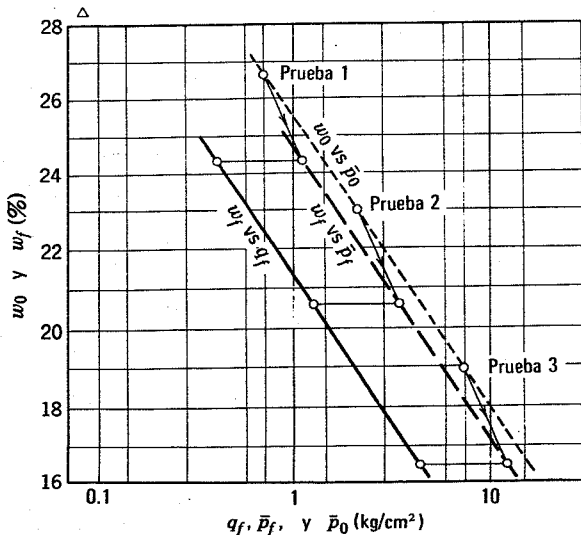


Fig. 21.3. Resultados de pruebas en una arcilla de Weald normalmente consolidada.

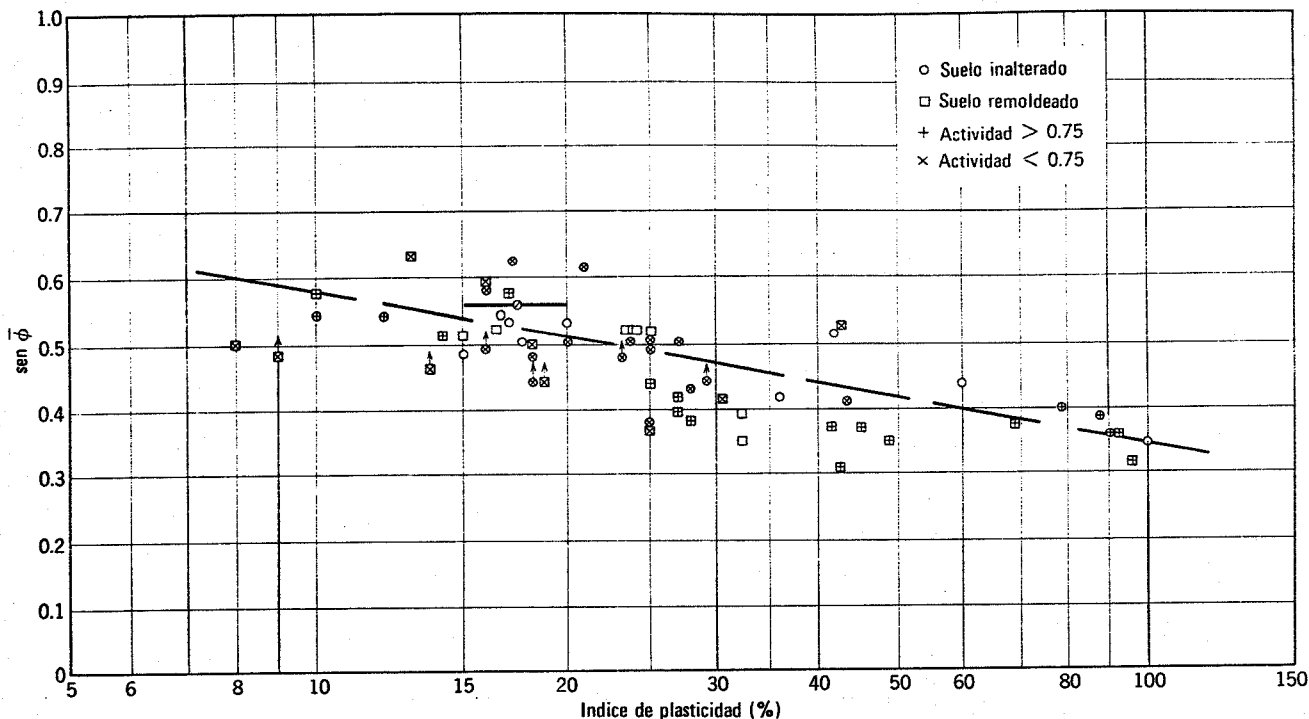


Fig. 21.4. Relación entre $\bar{\phi}$ y el índice de plasticidad para suelos normalmente consolidados.

ción RSC (definida como $RSC = \bar{P}_m / \bar{P}_o$; en compresión unidimensional la RSC es $\bar{\sigma}_{vm} / \bar{\sigma}_{vo}$) es una magnitud adecuada para caracterizar el estado de estas muestras. Los valores de la RSC de estas muestras varían de 1.7 a 24.

Relación entre la resistencia y los esfuerzos efectivos

La Fig. 21.5 muestra las trayectorias de esfuerzos de estas pruebas. Por ser $\bar{p}_f > 0.5 \bar{p}_m$, los puntos que relacionan p_f con q_f siguen sobre la misma línea obtenida en las pruebas sobre muestras normalmente consolidadas. Para p_f inferiores, los puntos quedan por encima de la relación correspondiente a las pruebas normalmente consolidadas. Así pues, la sobreconsolidación influye sobre la relación esfuerzo efectivo-resistencia y tiende a hacer la muestra más resistente para un valor de \bar{p}_f dado. Este efecto de sobreconsolidación es difícil de advertir si los resultados se representan a la escala de la Fig. 21.5a, por lo cual la zona de este diagrama próxima al origen viene aumentada en la parte inferior de la figura.

► Ejemplo 21.1

Una muestra de arcilla de Weald se consolida a 7 kg/cm² y se rompe a continuación reduciendo $\bar{\sigma}_3$ mien-

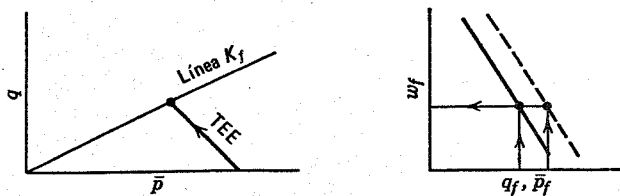


Fig. E21.1

tras $\bar{\sigma}_1$ se mantiene constante. Determinar \bar{q}_f , p_f y w_f .

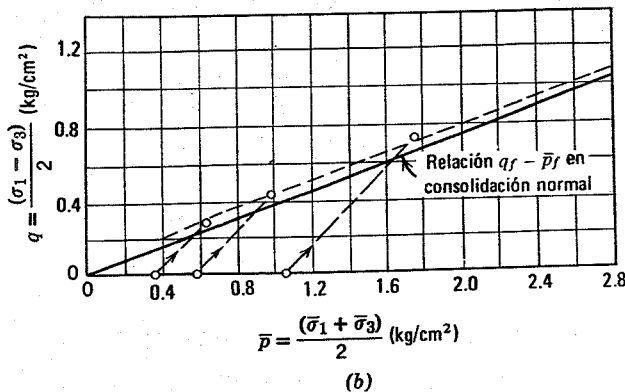
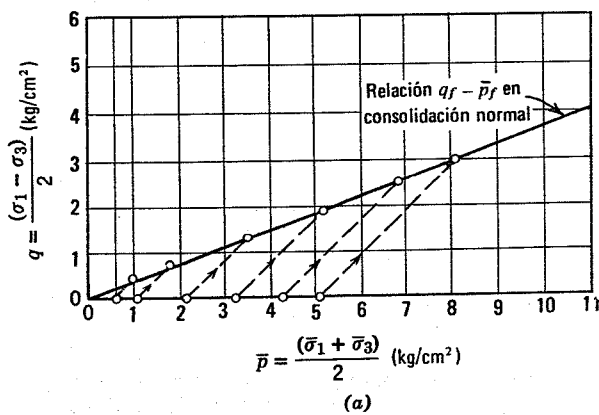


Fig. 21.5. Resultados de pruebas CD en arcilla de Weald sobreconsolidada. $\bar{p}_{m2} = 8.40 \text{ kg/cm}^2$.

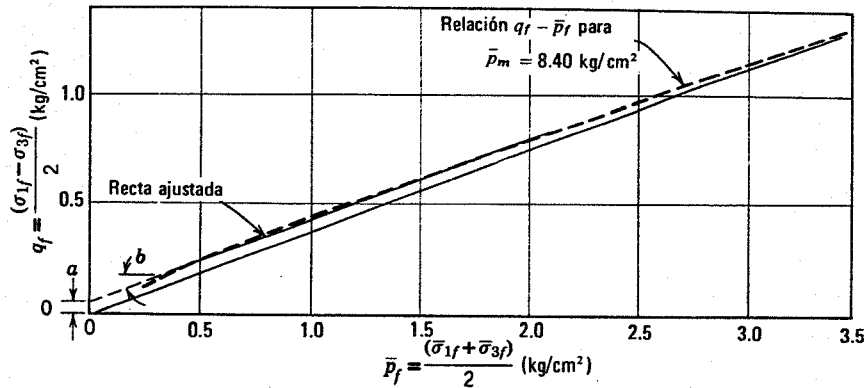


Fig. 21.6. Recta ajustada a la envolvente de Mohr de la arcilla de Weald sobreconsolidada.

$$a = 0.07 \text{ kg/cm}^2 \quad b = 20.3^\circ \quad \begin{matrix} \text{sen } \bar{\phi} = \tan b & \bar{c} = a / \cos \bar{\phi} \\ \bar{\phi} = 21.5^\circ & \bar{c} = 0.075 \text{ kg/cm}^2 \end{matrix}$$

Solución. En la parte (c) de la Fig. 21.1 se ha dibujado la trayectoria de esfuerzos efectivos para esta carga hasta que corta a la relación $q_f - \bar{p}_f$ (ver la Fig. 21.1). El punto de intersección proporciona q_f y \bar{p}_f . A continuación se entra en la Fig. 21.3 con q_f ó \bar{p}_f , deduciéndose el valor de w_f .

Respuesta. $q_f = 1.9 \text{ kg/cm}^2$, $\bar{p}_f = 5.1 \text{ kg/cm}^2$, $w_f = 19.2$. Adviértase que w aumenta ligeramente en el proceso de corte.

► **Ejemplo 21.2**

Una muestra se consolida bajo 4.2 kg/cm^2 y se rompe a continuación aumentando $\bar{\sigma}_1$ y disminuyendo $\bar{\sigma}_3$ de forma que \bar{p} permanece constante. Obtener q_f , \bar{p}_f y w_f .

Solución. Para este caso la trayectoria de esfuerzos efectivos es una recta vertical (ver la Fig. E21.2) y $\bar{p}_f = 4.2 \text{ kg/cm}^2$. Vuélvase a recurrir a la Fig. 21.3 para encontrar la respuesta.

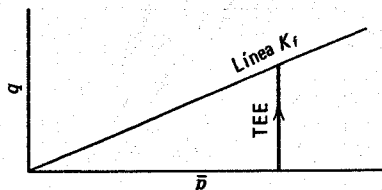


Fig. E21.2

Respuesta. $q_f = 1.58 \text{ kg/cm}^2$, $w_f = 19.9\%$. Adviértase que w disminuye en el proceso de corte (incidentalmente, los datos de una prueba real para este tipo de carga dieron como resultado $q_f = 1.58 \text{ kg/cm}^2$ y $w_f = 19.6\%$).

La relación esfuerzo efectivo-resistencia para la arcilla de Weald sobreconsolidada (ver la Fig. 21.5) se ha reproducido en la Fig. 21.6. Esta relación no es una línea recta. A fines de cálculo suele ser conveniente substituir la

► **Ejemplo 21.3**

Una muestra se consolida bajo 2.1 kg/cm^2 y a continuación se lleva a la falla aumentando $\bar{\sigma}_1$ y $\bar{\sigma}_3$ de forma tal que $\Delta\bar{\sigma}_3 = 1/3 \Delta\bar{\sigma}_1$. Determinar \bar{p}_f , q_f y w_f .

Solución. De los datos del problema:

$$\left. \begin{matrix} \Delta\bar{p} = \frac{\Delta\bar{\sigma}_1 + \Delta\bar{\sigma}_3}{2} = \frac{2}{3} \Delta\bar{\sigma}_1 \\ \Delta q = \frac{\Delta\bar{\sigma}_1 - \Delta\bar{\sigma}_3}{2} = \frac{1}{3} \Delta\bar{\sigma}_1 \end{matrix} \right\} \Delta q = \frac{1}{2} \Delta\bar{p}$$

La trayectoria de esfuerzos efectivos asciende con una pendiente de 2 a 1 hacia la derecha (ver la Fig. E21.3). La intersección con la relación $q_f - \bar{p}_f$ (Fig. 21.1c) permite obtener q_f y \bar{p}_f . A continuación se deduce w_f de la Fig. 21.3.

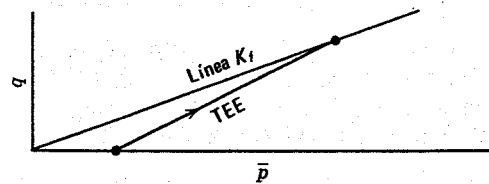


Fig. E21.3

Respuesta. $q_f = 3.06 \text{ kg/cm}^2$, $\bar{p}_f = 8.22 \text{ kg/cm}^2$, $w_f = 17.4\%$. Adviértase que se ha producido una gran reducción en el contenido de humedad en el proceso de corte (del 23% al 27.4%) y sería necesaria una deformación axial muy grande para alcanzar la falla.

relación curva por una recta expresando la resistencia en la forma

$$\tau_{ff} = \bar{c} + \bar{\sigma}_{ff} \tan \bar{\phi}$$

Esta recta se traza de manera que se ajuste lo mejor posible a la curva real en la gama de esfuerzos que interese. Dicha recta, prolongada hasta el origen, da lugar general-

mente a una cohesión, incluso aunque la propia relación esfuerzo efectivo-resistencia se curve hacia el origen. Para la recta particular ajustada en la Fig. 21.6 los parámetros de resistencia de la arcilla de Weald son $\bar{\phi} = 21.5^\circ$ y $c = 10.5 \text{ kg/cm}^2$. Este caso es semejante al que se presenta en las arenas compactas.

Relaciones esfuerzo-volumen

Las relaciones entre \bar{p}_o y w_o , \bar{p}_f y q_f y w_f se muestran en la Fig. 21.7. Por la conveniencia de separar estas relaciones se dan en dos diagramas. Las partes rectas, sin puntos de datos, corresponden a las relaciones para muestras normalmente consolidadas.

La influencia de la sobreconsolidación se aprecia en todas estas relaciones. Así pues, las relaciones $w_f - q_f$ y $w_f - \bar{p}_f$ son diferentes para muestras sobreconsolidadas que para muestras normalmente consolidadas: para un valor \bar{p}_f dado, la humedad es menor (correspondiendo a la mayor resistencia) en la muestra sobreconsolidada. Sin embargo, las relaciones en estado de rotura resultan mucho menos afectadas por la sobreconsolidación que la relación $w_o - \bar{p}_o$. Se aprecia que el proceso de corte tiende a destruir el efecto de la sobreconsolidación, pero esto no se produce de manera completa.

La Fig. 21.7 resulta muy útil para mostrar la variación en el contenido de humedad durante el proceso de corte. Algunas de las muestras aumentan de humedad durante el corte, mientras que otras disminuyen. Por ejemplo la muestra descargada hasta 1 kg/cm^2 aumentó su humedad del 20.5 al 21.3%, es decir, la muestra absorbió agua en esta parte de la prueba. Por otro lado, la muestra descargada hasta 4.2 kg/cm^2 disminuyó de humedad durante el proceso de corte desde el 18.9 al 18.3%. Una muestra con una razón de sobreconsolidación de aproximadamente 4 no habría sufrido un cambio de volumen neto durante el proceso de corte.

La relación $q_f - \bar{p}_f - w_f$

Acabamos de ver que un suelo no posee una verdadera relación única entre la resistencia al corte, el esfuerzo efectivo en la falla y la humedad en la misma condición; esta relación está afectada por el grado de sobreconsolidación¹.

Este será el primero de varios casos en los que veremos que la relación $q_f - \bar{p}_f - w_f$ es única solamente de forma aproximada. En realidad, el concepto de esta relación es cualitativo más que cuantitativo. Nos recuerda que las tres magnitudes están íntimamente relacionadas y nos permite apreciar cómo la variación de \bar{p}_f ó w_f afectará a la resistencia o influirá una sobre otra.

Habiendo determinado esta relación para una sobreconsolidación dada podemos utilizarla para encontrar la resistencia con cualquier tipo de carga. En los problemas se encontrarán ejemplos análogos a los dados para los suelos normalmente consolidados.

¹ Para la arcilla de Weald remodelada existe una relación única de este tipo para cualquier valor de \bar{p}_m ; es decir, existe una familia de tales relaciones con \bar{p}_m como parámetro y con la relación correspondiente a la arcilla normalmente consolidada como envolvente.

Comparación entre la arcilla y la arena

Los resultados aquí presentados vuelven a resaltar la semejanza en el comportamiento resistente de la arena y la arcilla. Para ambos tipos de suelo la resistencia al corte depende mucho del esfuerzo efectivo existente en el instante de la falla. Además, en ambos suelos la resistencia al corte depende también de la relación de vacíos inicial antes de llegar a la falla, es decir del grado hasta el cual el suelo se ha "precompactado" por una cierta acción pasada. De manera general, las arenas muy compactas se corresponden con las arcillas fuertemente consolidadas, mientras que las arenas sueltas se pueden relacionar con las arcillas normalmente consolidadas. Advuértase que las arcillas fuertemente preconsolidadas y las arenas compactas tienen envolventes de falla curvas.

Los esfuerzos o presiones no suelen ser tan eficaces para la compactación de la arena como para la compactación de la arcilla. Con objeto de conseguir una compactación significativa de una arena suelta suele ser necesario

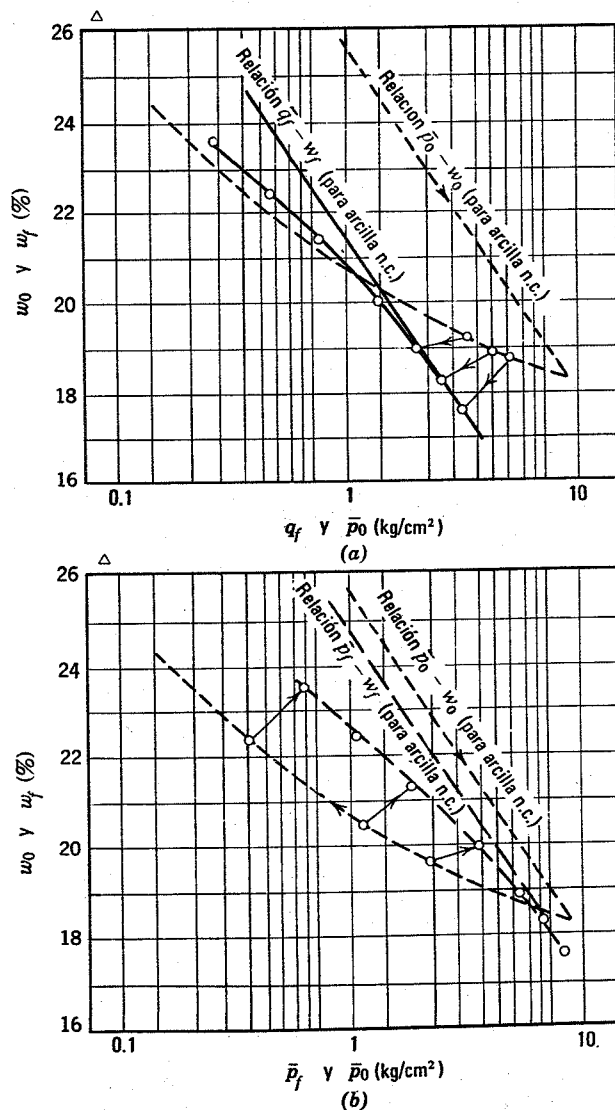


Fig. 21.7. Relaciones esfuerzo-volumen en la arcilla de Weald sobreconsolidada. $\rho_m = 8.40 \text{ kg/cm}^2$.

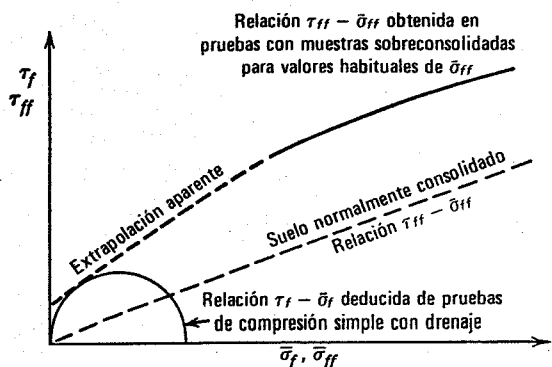


Fig. 21.8. Extrapolación al origen de la envolvente de Mohr.

generalmente aplicar muchos ciclos de carga y descarga (o vibración). Así pues, existe una diferencia entre el comportamiento resistente de la arcilla y el de la arena: una aplicación y eliminación de esfuerzos (lentamente de forma que se pueda producir el drenaje del agua) mejorará la resistencia de una arcilla para un esfuerzo efectivo dado, pero no alterará apreciablemente la resistencia de una arena. Existen otras diferencias entre la resistencia con drenaje de una arena y una arcilla: mientras que la envolvente de Mohr de una arena compacta pasa por el origen, la de una arcilla fuertemente sobreconsolidada suele pasar algo por encima del origen. Esta cohesión real se debe probablemente a la formación de enlaces entre las partículas arcillosas. Una cuestión importante es: ¿a qué distancia del origen pasa la envolvente? Es decir ¿Qué valor tiene q_f para $\bar{p}_f = 0$? Un estudio preliminar mediante muestras sumergidas, sin membrana (de forma que $\bar{\sigma}_3 = 0$), ha dado los siguientes resultados para dos arcillas remodeladas con $\bar{p}_m = 6 \text{ kg/cm}^2$ (ver la Fig. 21.8).

	\bar{c} para la recta ajustada a $\bar{\sigma}_{ff}$ entre 1 y 6 kg/cm^2	\bar{c} real
Arcilla A	0.1 kg/cm^2	0.050 kg/cm^2
Arcilla B	0.2 kg/cm^2	0.085 kg/cm^2

Valores típicos de \bar{c} y $\bar{\phi}$ para arcillas sobreconsolidadas

La magnitud de \bar{c} y $\bar{\phi}$ para una arcilla determinada depende del valor de la presión de sobreconsolidación, del tiempo que la arcilla ha estado sometida a dicha presión, etc. La influencia de la sobreconsolidación puede apreciarse más claramente por los datos de un suelo compactado (Fig. 21.9) donde el esfuerzo de compactación equivale a la sobreconsolidación.

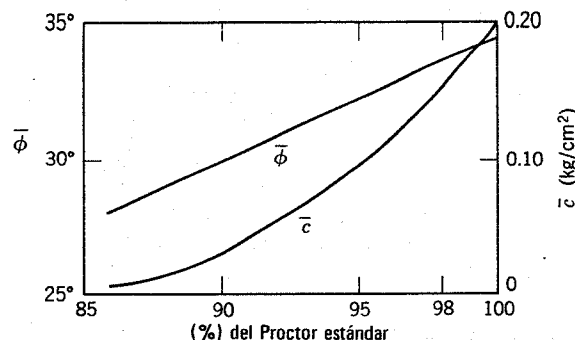


Fig. 21.9. Influencia de la energía de compactación sobre los parámetros de resistencia de la arena arcillosa (Según Moretto y col., 1963).

Los valores de \bar{c} y $\bar{\phi}$ para un suelo dado dependen también de la gama de esfuerzos en la que se puede ajustar una recta a la envolvente curva de Mohr. Así pues:

1. Cuando el esfuerzo efectivo es una fracción importante de la presión de sobreconsolidación (cuando la RSC es pequeña) $\bar{\phi}$ será ligeramente menor que en el caso de una arcilla normalmente consolidada, mientras que \bar{c} dependerá de la magnitud de la presión de sobreconsolidación (relación de vacíos).
2. Cuando el esfuerzo efectivo es muy pequeño respecto a la presión de sobreconsolidación (cuando el valor de la RSC es grande), \bar{c} será relativamente pequeña y $\bar{\phi}$ dependerá de la magnitud de la presión de consolidación (relación de vacíos).

La Fig. 21.10 muestra (hasta un grado extremo) la forma en que pueden variar \bar{c} y $\bar{\phi}$ con la gama de esfuerzos.

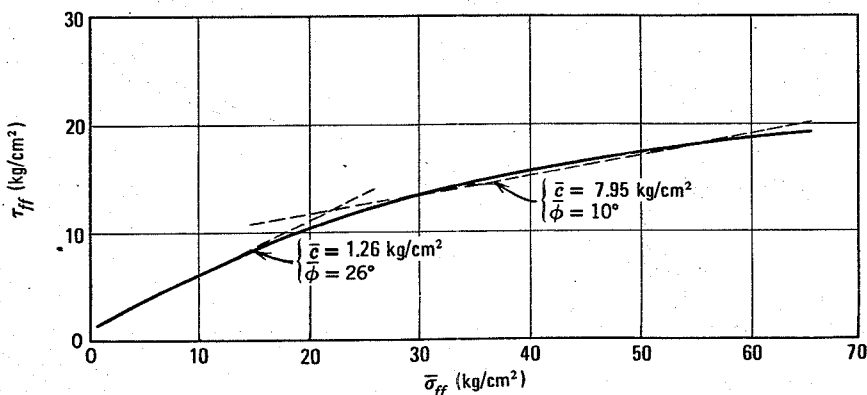


Fig. 21.10. Envolvente de resistencia de la arcilla de Londres no meteorizada (Según Bishop y Col., 1965).

La envolvente de Mohr para un suelo sobreconsolidado raramente tiene la curvatura que se aprecia en la Fig. 21.10 (la Fig. 21.5 es más típica). En general, el valor de $\bar{\phi}$ deducido de una recta ajustada para una arcilla sobreconsolidada es aproximadamente igual al de muestras normalmente consolidadas. Además, los efectos de la sobreconsolidación sobre la resistencia sólo son importantes numéricamente para esfuerzos efectivos pequeños; para esfuerzos grandes las envolventes de muestras normalmente consolidadas o sobreconsolidadas tienden a coincidir. Así pues, la cuestión principal respecto a la arcilla sobreconsolidada radica en la elección del valor apropiado de \bar{c} .

Frecuentemente se utilizan para los suelos valores de \bar{c} que varían de 0.5 a 2.5 kg/cm². Indudablemente son aplicables valores aún mayores a los suelos más rígidos por los valores grandes de \bar{c} "medidos" se deben frecuentemente a la realización de pruebas con drenaje demasiado rápidas de forma que se producen presiones intersticiales. Debe adoptarse una precaución extrema al elegir un valor de \bar{c} para el cálculo.

21.3 PARAMETROS DE HVORSLEV

Se ha visto que ni \bar{p}_f ni w_f por sí solas determinan q_f . Para un valor de \bar{p}_f dado, pueden existir dos muestras con diferente w_f (una normalmente consolidada y otra sobreconsolidada) y las dos muestras tendrán diferentes resistencias. Análogamente, para una w_f dada, pueden existir muestras con diferentes \bar{p}_f .

Hvorslev (1937) propuso una teoría de resistencial al corte² teniendo en cuenta estas observaciones. Sugirió que la resistencia debía separarse en dos componentes, una función solamente de la humedad y la otra función solamente del esfuerzo efectivo. Utilizando una expresión del tipo de Coulomb esto podría expresarse en la forma

$$\tau_{ff} = f(w_f) + f(\bar{\sigma}_{ff})$$

² Ver Bjerrum (1954b) donde se describe muy bien la teoría de Hvorslev.

Se han vuelto a representar en la Fig. 21.11 las curvas esfuerzo efectivo-resistencia para arcilla de Weald normalmente consolidada y sobreconsolidada ($\bar{p}_m = 8.4$ kg/cm²). Las líneas de trazos unen puntos de igual w_f . Incluyendo los datos correspondientes a los valores de \bar{p}_m puede demostrarse que las líneas que unen los puntos de igual w_f son rectas o aproximadamente rectas. Estas líneas, cada una correspondiente a una humedad, se denominan *líneas de falla de Hvorslev*.

Como ya hemos dicho, tanto w_f como \bar{p}_f (y por supuesto q_f) varían según la línea de falla habitual, como la indicada en la Fig. 21.5. A lo largo de las líneas de falla de Hvorslev sólo varía \bar{p}_f . Así pues, sobre la línea de falla de Hvorslev correspondiente a $w_f = 23.5\%$ la diferencia de resistencia entre la muestra normalmente consolidada con $q_f = 0.53$ kg/cm² y la muestra sobreconsolidada con $q_f = 0.28$ kg/cm² no es el resultado de un cambio de volumen y se debe probablemente al diferente grado de fricción interna movilizado para un p_f diferente.

Utilizando los datos reunidos en la Fig. 21.11 y transformando nuevamente a parámetros del tipo de Coulomb, obtenemos

Humedad	\bar{c}_e	$\bar{\phi}_e$
23.5 %	1.0 kg/cm ²	18°
21.3 %	1.8 kg/cm ²	18°

$\bar{\phi}_e$ y \bar{c}_e se denominan frecuentemente *fricción verdadera* y *cohesión verdadera* respectivamente. A partir de múltiples pruebas se han encontrado que $\bar{\phi}_e$ es independiente del contenido de humedad y que la relación \bar{c}_e - log w_f es una línea recta.

Se ha discutido mucho sobre si \bar{c}_e y $\bar{\phi}_e$ sirven para describir el mecanismo interno real de la resistencia al corte; por ejemplo, se discute que \bar{c}_e represente la magnitud del enlace entre partículas. Parece poco probable que la realidad sea tan sencilla. Por otro lado, Gibson (1953) ha demostrado que el $\bar{\phi}_e$ de un suelo está íntimamente relacionado con el contenido de arcilla del mismo y el tipo

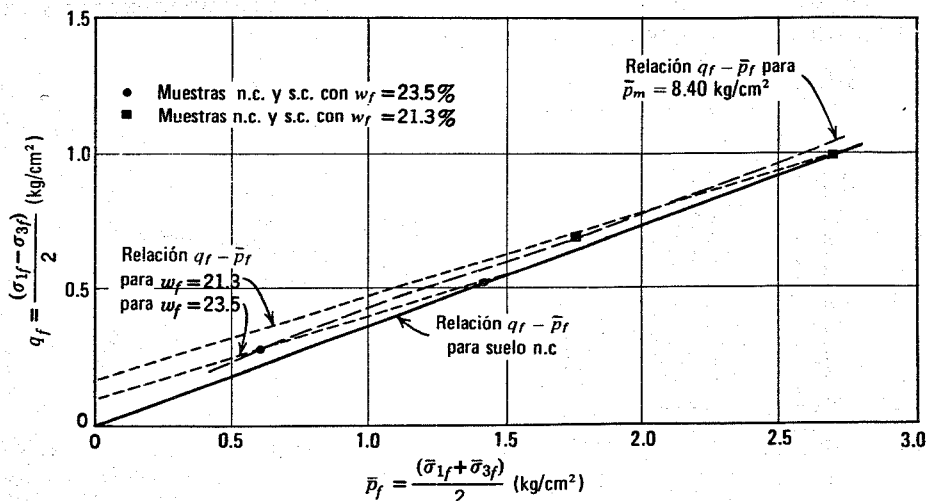


Fig. 21.11. Construcción gráfica para obtener los parámetros de Hvorslev.

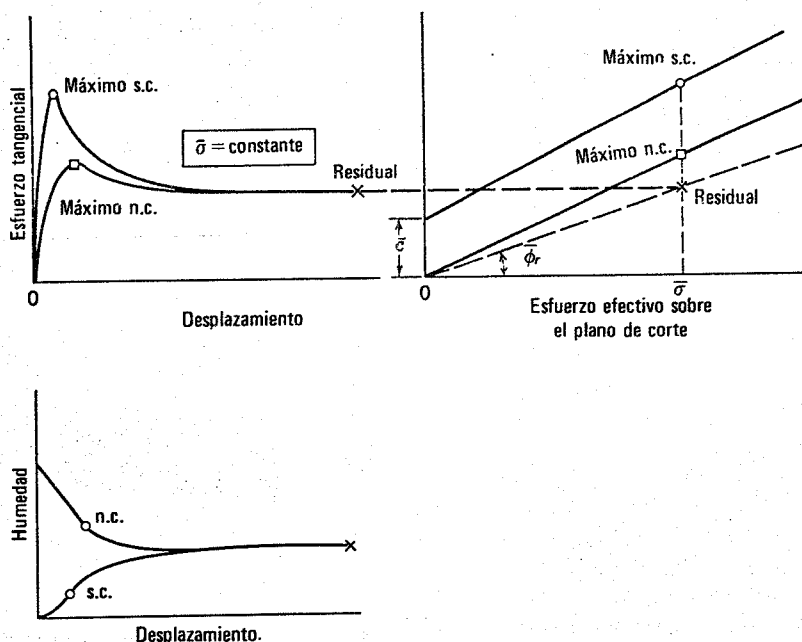


Fig. 21.12. Relación entre las resistencias máxima y residual.

de mineral arcilloso presente y que $\bar{\phi}_e$ se hace muy pequeño en aquellos suelos muy plásticos en los que la transmisión de esfuerzos entre partículas puede producirse a través de fuerzas importantes.

En cualquier caso, la teoría de Hvorslev ha desempeñado un papel importante, haciendo resaltar que un aumento del esfuerzo efectivo tiene dos efectos sobre el esqueleto mineral:

1. Aumenta la fuerza de contacto entre partículas, incrementando así la resistencia friccional.
2. Disminuye el volumen, aumentando el grado de encaje entre partículas.

La diferencia entre $\bar{\phi}$ y $\bar{\phi}_e$ señala, por tanto, el papel de los cambios de volumen respecto a la variación de resistencia. Además de ayudarnos a entender la naturaleza de la resistencia al corte, la teoría de Hvorslev tiene cierta aplicación directa en la investigación pero, a efectos prácticos, hacen falta los parámetros habituales de resistencia \bar{c} y $\bar{\phi}$ los cuales deben calcularse por medida directa en cada caso.

21.4 RESISTENCIA FINAL O RESIDUAL

Hasta ahora nos hemos referido únicamente a la resistencia máxima de las arcillas o resistencia en el punto máximo de la curva esfuerzo-deformación. Incluso en arcillas remoldeadas, las curvas esfuerzo-deformación descienden algo después del máximo y este descenso suele ser mucho más pronunciado en suelos naturales. En el caso de arenas, sacamos algunas conclusiones considerando la resistencia residual, por lo que debemos considerar también este aspecto en el comportamiento de las arcillas. Esta cuestión ha sido estudiada con detalle por

Skempton (1964), principalmente mediante pruebas de corte directo³.

La Fig. 21.12 indica el comportamiento de un suelo hipotético después de pasar el máximo de la curva esfuerzo-deformación. Esta figura se ha compuesto a partir de los comportamientos observados en diversos suelos reales. Algunas de las características principales de esta figura son:

1. El descenso después del máximo en la resistencia resulta más pronunciado al aumentar el grado de sobreconsolidación, pero puede apreciarse incluso para suelos normalmente consolidados.
2. En el estado final o residual la resistencia para un esfuerzo efectivo dado es independiente de la historia de esfuerzos pasada. De hecho las resistencias residuales de muestras remoldeadas o inalteradas de un suelo dado resultan prácticamente iguales.
3. La envolvente correspondiente al estado residual es una recta que pasa por el origen, generalmente por debajo de la correspondiente a la resistencia máxima de una arcilla normalmente consolidada.
4. En estado residual, la humedad para un esfuerzo efectivo dado parece ser independiente de la historia de esfuerzos. Realmente es difícil establecer esto como un hecho cierto debido a que la zona de falla tiende a ser muy estrecha (quizá sólo de unas pocas micras de espesor) y la humedad medida en un trozo recortado de la arcilla puede no ser representativa de la humedad de la zona de falla real.

³ Skempton utiliza la expresión *resistencia residual*; Lambe es partidario de emplear "resistencia final" (*ultimate*). Roscoe y Col. (1958) hacen referencia a esta fase del proceso como *estado crítico*.

Así pues, el comportamiento general de una arcilla es esencialmente igual al de una arena: existe un estado final en el que la resistencia y la relación de vacíos son independientes de la historia de esfuerzos del suelo. En este estado final existe realmente una relación única entre la resistencia, el esfuerzo efectivo y la compacidad.

Sin embargo, existe una diferencia importante entre el comportamiento residual de las arenas y el de las arcillas: en las arcillas la resistencia residual puede ser notablemente inferior a la resistencia máxima de muestras normalmente consolidadas, mientras que las resistencias máxima y residual de la arena suelta son iguales.

Aunque la rotura progresiva de los enlaces de adherencia puede desempeñar un papel en el descenso de resistencia una vez pasado el máximo en las arcillas normalmente consolidadas, un segundo factor que parece ser aún más importante puede ser la reorientación gradual de las partículas arcillosas, en disposiciones paralelas cara con cara. Como se explicó en el capítulo 6 esta reorientación debería venir acompañada por una reducción de $\phi\mu$ y, por tanto, por una disminución en el grado de encaje de las partículas. Esta reorientación también parece que desempeña un cierto papel respecto a la pérdida de resistencia después del máximo en arcillas sobreconsolidadas, en cuanto parte de esta pérdida parece producirse después de que la arcilla ha alcanzado un volumen prácticamente constante.

Existe una clara evidencia de que se produce esta reorientación. Se han encontrado superficies pulimentadas, especulares, en pruebas de corte directo después de una deformación considerable. El examen de las zonas de falla mediante el microscopio electrónico y los métodos de Rayos X han indicado una estructura con un elevado grado de orientación. Por último, se ha observado que la resistencia de las arcillas disminuye para grandes deformaciones y que la relación de vacíos aparentemente decrece ligeramente, fenómeno que puede explicarse más fácilmente por la reorientación de las partículas.

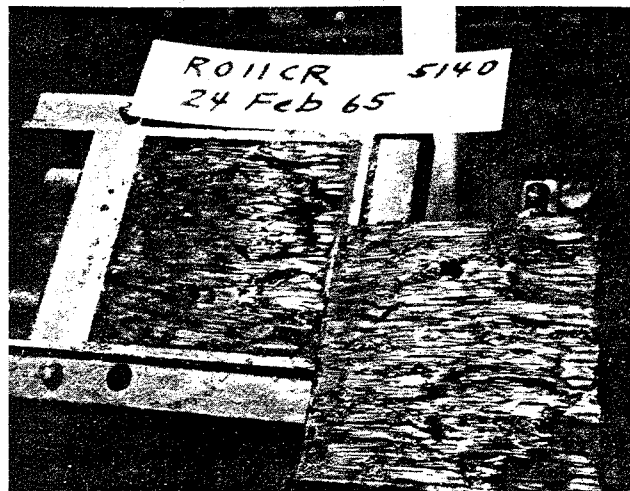


Fig. 21.13. Plano pulimentado producido después de un gran desplazamiento por esfuerzo cortante.

Magnitud del ángulo de fricción residual

La Fig. 21.14 indica la forma en que varía el ángulo de fricción residual con el contenido de arcilla. Para contenidos de arcilla próximos al 100%, los ángulos de fricción residuales son de la misma magnitud que el $\phi\mu$ de los silicatos laminares⁴. Para contenidos de arcilla muy bajos, $\bar{\phi}_{fin}$ tiene el mismo valor que el $\phi\mu$ entre partículas de cuarzo.

En el caso general, cuando el suelo está formado por partículas laminares y granulares, las partículas granulares tienden a producir un aumento de $\bar{\phi}_{fin}$ por encima del $\phi\mu$

⁴ Para más resultados ver Herman y Wolfskill, 1966. El Instituto Geotécnico Noruego ha obtenido también excelentes resultados. $\bar{\phi}_{fin}$ depende del tipo de mineral arcilloso presente, habiéndose obtenido el valor más pequeño para la montmorilonita sódica. Se han medido valores de $\bar{\phi}_{fin}$ de sólo 3 a 4°.

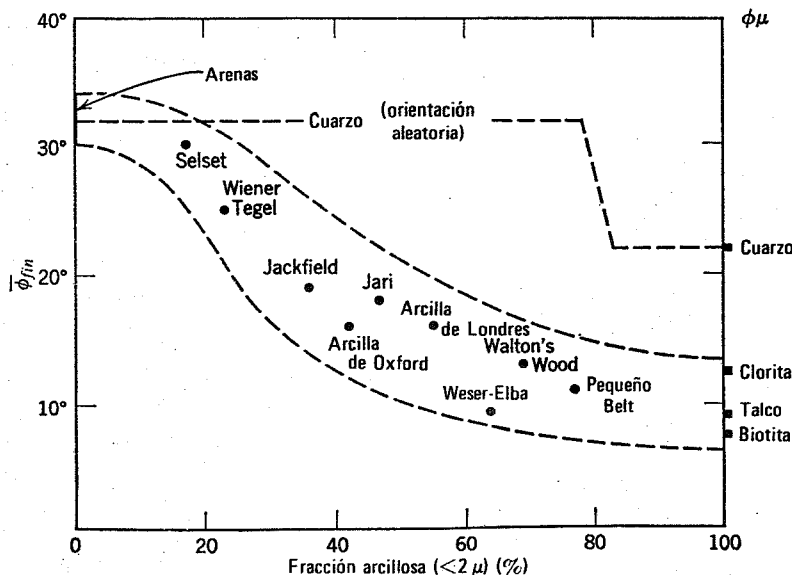


Fig. 21.14. Relación entre $\bar{\phi}_{fin}$ y el porcentaje de arcilla (Según Skempton, 1964).

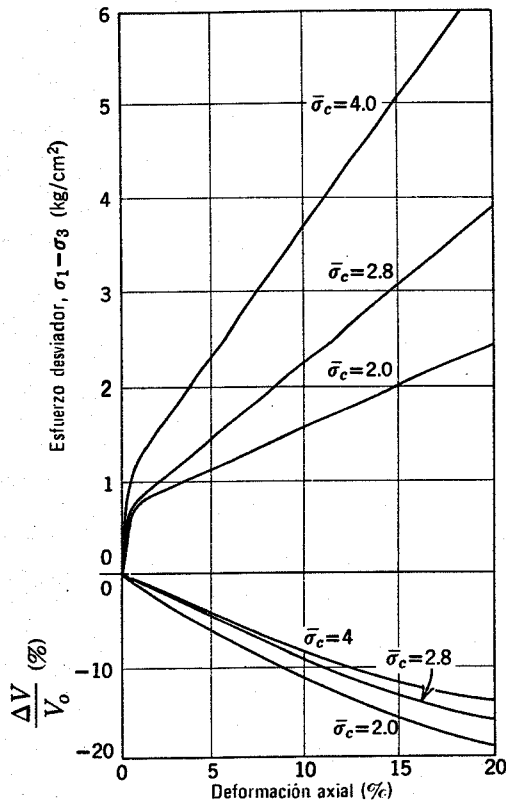


Fig. 21.15. Curvas esfuerzo-deformación de la arcilla de Leda inalterada (Según Crawford, 1959).

de las partículas arcillosas, inhibiendo en cierto grado la orientación completa de éstas y contribuyendo en cierta medida con su mayor ángulo de resistencia al corte. Es significativo que la diferencia entre $\bar{\phi}_{fin}$ y $\bar{\phi}$ para un suelo normalmente consolidado también aumente con el contenido de arcilla. Esto vuelve a indicar que la reorientación de las partículas arcillosas desempeña un papel importante en el descenso de resistencia después del máximo de la curva esfuerzo-deformación.

21.5 BREVE CONSIDERACION DE CIERTAS COMPLICACIONES

La exposición anterior referente al comportamiento resistente de las arcillas, no abarca todos los aspectos del caso. Los parámetros de resistencia de un suelo en esfuerzos efectivos, $\bar{\sigma}$ y $\bar{\phi}$, están afectados también por otras variables como la temperatura, la naturaleza del fluido intersticial, la velocidad de deformación y el esfuerzo principal intermedio. Aunque un tratamiento detallado de estas cuestiones se sale de la finalidad de este texto, mencionaremos algunas de las complicaciones más importantes.

Velocidad de deformación

Para considerar el efecto de la velocidad de deformación podemos dividirlo en dos casos: las arcillas normalmente consolidadas y las sobreconsolidadas. En ambos

casos se habla únicamente de pruebas lentas o muy lentas, las cuales se hacen suficientemente despacio para que no se desarrollen sobrepresiones intersticiales.

En el caso de arcillas normalmente consolidadas se está de acuerdo en general en que la influencia de la velocidad de deformación sobre $\bar{\phi}$ es pequeña (excepto posiblemente con suelos muy plásticos, que no se han estudiado adecuadamente) pero hay escaso acuerdo sobre si $\bar{\phi}$ aumenta o disminuye al reducir la velocidad de deformación. Los datos presentados por Gibson y Henkel (1954) sugieren que el valor de $\bar{\phi}$ medido disminuye en quizá un 10% cuando la velocidad de deformación se reduce a la décima parte. Mitchell (1964) ha demostrado que se produce fluencia (*creep*) bajo carga constante. Bjerrum y Col. (1958) indican que $\bar{\phi}$ permanece constante al variar la velocidad de deformación. Casagrande y Rivard (1959) y Richardson y Whitman (1965) presentan evidencia de que $\bar{\phi}$ aumenta algo al disminuir la velocidad de deformación. Físicamente, la cuestión también puede plantearse de dos formas, haciendo intervenir la resistencia viscosa entre partículas por un lado y la tixotropía y la consolidación secundaria, por otro. Probablemente la naturaleza exacta del efecto de la velocidad de deformación varía de unos suelos a otros.

En el caso de arcillas sobreconsolidadas, la mayoría de los ingenieros están de acuerdo en que parte de la resistencia al corte se pierde con el tiempo. Gould (1960) ha publicado excelentes datos de evidencia respecto a este punto. Sin embargo, no existe un acuerdo general en cuanto a la magnitud de esta pérdida de resistencia. Se han propuesto muchas teorías a este respecto (se pierde toda la cohesión pero $\bar{\phi}$ se mantiene, etc) pero no existe una comprobación real. El mejor estudio de esta cuestión ha sido el realizado por Skempton (1964). Para arcillas fisuradas como las que se encuentran en Inglaterra, obtuvo que la resistencia disminuye con el tiempo (en proceso de descarga) hasta que $\bar{\sigma} = 0$ y $\bar{\phi} = \bar{\phi}$. Además, la pérdida de resistencia puede producirse a una escala de tiempo importante para la ingeniería práctica (75 años o menos). Por otro lado, existen algunas evidencias que indican que las arcillas inalteradas conservan los efectos de la sobreconsolidación a lo largo de un período de tiempo muy largo.

Esfuerzo principal intermedio

Como en el caso de las arenas, está aún poco estudiada la influencia del esfuerzo principal intermedio sobre la resistencia con drenaje de las arcillas. Los datos disponibles referentes a pruebas de compresión y extensión simple (Parry, 1970) indican que $\bar{\sigma}$ y especialmente $\bar{\phi}$ en el caso de arcilla resultan poco afectados por la magnitud de $\bar{\sigma}_2$. Sin embargo, éstos y otros resultados semejantes han estado afectados posiblemente por un grado desconocido de error experimental y por un conocimiento inadecuado respecto a la magnitud de los esfuerzos perimetrales en las muestras triaxiales.

Arcillas sensibles

Ya se ha advertido que se requieren grandes deformaciones axiales para desarrollar la resistencia al corte máxi-

ma en la carga con drenaje de arcillas normalmente consolidadas. Este caso se acentúa en las arcillas sensibles (descritas en el capítulo 7) debido a los grandes cambios de volumen que se producen en ellas durante el proceso de carga (Fig. 21.15).

Las arcillas sensibles presentan problemas especiales respecto a la elección de los parámetros de resistencia al corte para cálculos prácticos. En muchos problemas prácticos es necesario que los esfuerzos tangenciales se mantengan con valores muy pequeños, generalmente inferiores a los esfuerzos tangenciales correspondientes al "codo" o "límite de fluencia" que aparece en las curvas de la Fig. 21.15. Por esta razón, se suele decir que el ángulo de fricción de las arcillas sensibles es muy pequeño e incluso menor que el ángulo de fricción residual. Sin embargo, estos ángulos tan pequeños no son indicativos de toda la resistencia disponible en estas arcillas bajo grandes deformaciones.

21.6 COHESION APARENTE

Hasta aquí hemos puesto de manifiesto la semejanza de comportamiento resistente de las arenas y arcillas (y por tanto, de todos los suelos) en la falla con drenaje. Es

tiempo ahora para resaltar una⁵ diferencia importante entre el comportamiento de estos materiales. Esta diferencia se debe a las tensiones capilares que pueden desarrollarse en los poros del suelo.

Estas tensiones capilares ya se han comentado en el capítulo 16. Se vio que, debido a la gran diferencia de tamaño entre las arenas y las arcillas existe una gran diferencia en las tensiones capilares que pueden producirse en ambos tipos de suelos. Pueden existir grandes tensiones capilares en las arcillas pero éstas serán muy pequeñas en las arenas.

Estas tensiones capilares deben tenerse en cuenta al calcular los esfuerzos efectivos que existen en un elemento de suelo situado por encima de la capa freática. Por ejemplo, consideremos los casos indicados en la Fig. 21.16. En ambos casos los esfuerzos totales son los mismos. Sin embargo, debido a las tensiones capilares existentes en la arcilla, los *esfuerzos efectivos* por encima del nivel freático son mayores en la arcilla que en la arena. De aquí, que, aunque ϕ es exactamente el mismo para ambos materiales, la resistencia al corte de la arcilla es mayor que la de la arena.

⁵ En la Parte V se discutirá otra importante diferencia.

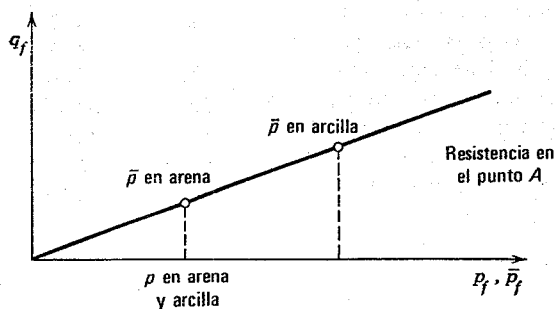
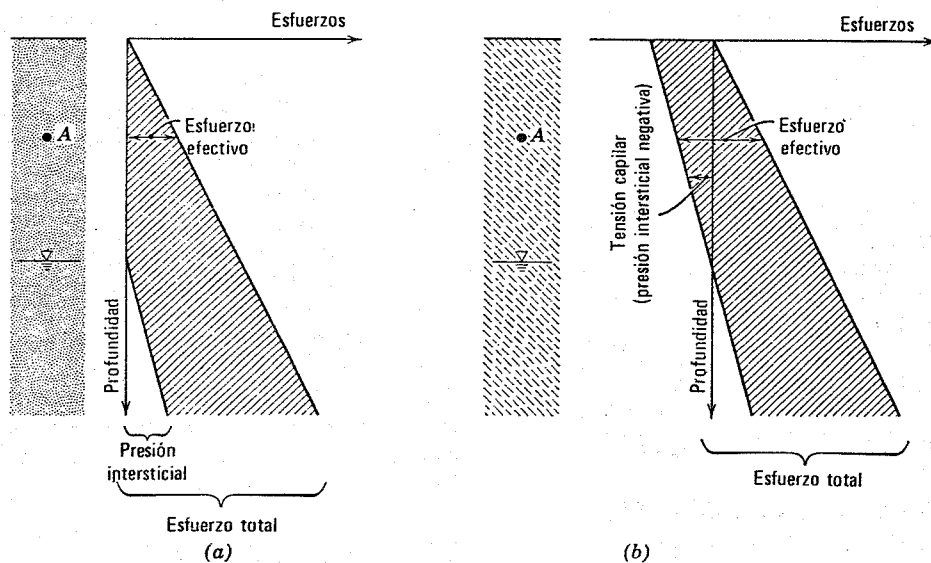


Fig. 21.6. Influencia de las tensiones capilares sobre los esfuerzos y la resistencia. a) Arena b) Arcilla.

Un caso extremo se produce cuando una muestra de suelo saturado es extraída del terreno. En este caso los esfuerzos totales que actúan sobre la muestra son nulos. Si la muestra posee resistencia al corte debe existir a) una verdadera cohesión; es decir, una resistencia para $\bar{p}_f = 0$, o b) tensiones capilares que produzcan $\bar{p}_f > 0$. En las arenas, ni la cohesión ni las tensiones capilares son importantes y una muestra libre de arena tiene una resistencia tan pequeña que generalmente no se mantiene bajo su propio peso. Una muestra de arcilla puede poseer una cohesión de pequeña magnitud. Sin embargo son más importantes las tensiones capilares que se desarrollan en la arcilla en cuanto ésta se extrae del terreno, debido a los meniscos que se forman en las caras exteriores de la muestra. Por ello se producirán en el interior de la arcilla esfuerzos efectivos con una magnitud de 1 atmósfera o incluso mucho más grandes y, como consecuencia, la arcilla poseerá una resistencia apreciable. La arcilla se presenta como un material cohesivo y, por tanto, esta resistencia debida a las tensiones capilares se denomina *cohesión aparente*.

La cohesión aparente existe potencialmente en todos los suelos de grano fino situados por encima del nivel freático, resultando más importante al aumentar el contenido de arcilla. Sin embargo la cohesión aparente se pierde en cuanto el suelo se sumerge bajo el nivel freático. El papel y la importancia de la cohesión aparente se comentarán con más detalle en el capítulo 23.

21.7 SUELOS PARCIALMENTE SATURADOS

La resistencia de los suelos parcialmente saturados está controlada por los esfuerzos efectivos existentes en el terreno. Sin embargo, es más difícil aplicar el principio de esfuerzos efectivos a los suelos parcialmente saturados debido a que, como se explicó en el capítulo 16 la relación entre el esfuerzo total y el esfuerzo efectivo tiene en cuenta las presiones en las fases líquida y gaseosa más un factor a_w que depende del grado de saturación. Se requieren métodos especiales para medir estas presiones en suelos parcialmente saturados y existe duda en cuanto a la forma de determinar a_w . El mejor método para estimar la resistencia es realizar pruebas que reproduzcan las condiciones *in situ* lo más exactamente posible: un determinado grado de saturación, un cierto esfuerzo total y, si es posible, la misma presión en la fase líquida.

21.8 RESUMEN DE PUNTOS PRINCIPALES

En este punto, habiendo advertido la gran semejanza entre el comportamiento resistente de la arena y de la arcilla podemos resumir el comportamiento resistente con drenaje de todos los suelos. La clave, por supuesto, consiste en expresar la resistencia en función del esfuerzo efectivo.

1. En el estado final o residual, alcanzado después de una considerable deformación, el comportamiento resistente del suelo es el de un material friccional. Es decir, la ley de falla es

$$\tau_{ff} = \bar{\sigma}_{ff} \tan \bar{\phi}_{fin}$$

El ángulo de fricción residual $\bar{\phi}_{fin}$ está relacionado con el contenido de arcilla del suelo (Fig. 21.14). Este ángulo es máximo (unos 30°) en arena pura y mínimo (de sólo 3 ó 4°) en la arcilla pura. En el estado residual las laminillas de arcilla se alinean con una configuración orientada, cara con cara.

2. En el punto de resistencia máxima, la resistencia de un suelo normalmente consolidado viene dada también por una ley de falla del tipo friccional

$$\tau_{ff} = \bar{\sigma}_{ff} \tan \bar{\phi}$$

Este ángulo $\bar{\phi}$ está relacionado con el contenido de arcilla del suelo (Fig. 21.4). Para arenas sueltas $\bar{\phi}$ y $\bar{\phi}_{fin}$ son iguales. Al aumentar el contenido de arcilla $\bar{\phi}$ supera a $\bar{\phi}_{fin}$ ya que para la resistencia máxima las laminillas de arcilla en la zona de falla no han alcanzado aún una alineación completamente orientada, cara con cara.

3. La compactación aumenta la resistencia máxima de los suelos. Para suelos con un contenido de arcilla importante, son suficientes esfuerzos grandes, para conseguir un suelo sobreconsolidado, mientras que por sí solos los esfuerzos no pueden compactar eficazmente los suelos predominantemente granulares, siendo necesarios ciclos de carga y descarga. La envolvente de falla para suelos compactados suele ser curva pero, a efectos prácticos, la resistencia máxima puede representarse por una relación lineal,

$$\tau_{ff} = \bar{c} + \bar{\sigma}_{ff} \tan \bar{\phi}$$

Para los valores habituales de $\bar{\sigma}_{ff}$ (0-6 atm) son útiles las siguientes reglas

Tipo de suelo	\bar{c}	$\bar{\phi}$
Predominantemente granular	0	Aproximadamente
Predominantemente arcilloso	0.5-2.5 kg/cm ²	igual al $\bar{\phi}$ de un suelo n.c.

Al aumentar $\bar{\sigma}_{ff}$, \bar{c} aumenta y $\bar{\phi}$ disminuye.

4. Cualquier cambio de esfuerzo efectivo o de resistencia al corte hace variar la compacidad en la falla. Inversamente, cualquier acción que varíe la compacidad en la falla debe producir una variación de resistencia al corte. En el estado residual existe una relación única entre el esfuerzo efectivo, la resistencia al corte y la humedad, de forma que el conocimiento de cualquiera de estas tres magnitudes permite obtener las otras dos. Para la resistencia máxima, esta relación triple no es única (depende del grado de sobreconsolidación, etc) pero sirve para visualizar la influencia de las variaciones de esfuerzo efectivo y compacidad sobre la resistencia.

5. Deben tenerse en cuenta las tensiones capilares para determinar los esfuerzos efectivos en suelos situados por encima del nivel freático. Debido a que pueden producirse grandes tensiones capilares en suelos arcillosos, estos suelos pueden presentar una cohesión aparente grande, incluso aunque la cohesión real sea pequeña o nula. Esta cohesión aparente se puede explicar perfectamente por los esfuerzos efectivos.

En general no es posible obtener muestras inalteradas de suelos granulares y por tanto debe estimarse su resistencia por métodos indirectos, como la correlación entre la resistencia y la penetración y el ángulo de fricción. Para suelos arcillosos es posible obtener muestras inalteradas y pueden seleccionarse valores de \bar{c} y $\bar{\phi}$ partiendo de pruebas de resistencia con tales muestras. Las pruebas de resistencia deben utilizarse también para calcular la resistencia de rellenos compactados, estudiando muestras compactadas al mismo valor que poseerá el suelo en el relleno.

Incluso realizando pruebas de resistencia existe cierta inseguridad respecto a la selección de \bar{c} y $\bar{\phi}$. Por ejemplo ¿deben tomarse los \bar{c} y $\bar{\phi}$ referentes a la resistencia residual o a la resistencia máxima? Si se utiliza la resistencia máxima ¿debería reducirse \bar{c} , debido a que el proceso de falla *in situ* es más lento que en pruebas de laboratorio? Estas cuestiones sólo pueden resolverse estudiando casos

reales en los que la falla se haya producido, de forma que se pueda calcular la resistencia al corte movilizada.

PROBLEMAS

21.1 Para una arcilla de Weald normalmente consolidada (ver las Figs. 21.1, 21.2, 21.3, etc) estimar w_f y \bar{p}_f para las siguientes pruebas:

a. $\bar{\sigma}_c = 3.5 \text{ kg/cm}^2$ y falla con drenaje con $\Delta\sigma_h = 0$

b. $\bar{\sigma}_c = 3.5 \text{ kg/cm}^2$ y falla con drenaje con $\Delta\sigma_v = 3\Delta\sigma_h$.

21.2 Para las dos pruebas del problema 21.1, dibujar las trayectorias de esfuerzos totales y efectivos si la presión intersticial estática es de 1 kg/cm^2 .

21.3 Para una arcilla de Weald normalmente consolidada preparar un diagrama que relacione \bar{p}_o y q_f .

21.4 Una muestra de arcilla de Weald se consolida bajo $\bar{p}_m = 8.4 \text{ kg/cm}^2$ y a continuación se permite su expansión hasta $\bar{p}_o = 1 \text{ kg/cm}^2$. calcular q_f , \bar{p}_f y w_f para una prueba drenada en la cual $\Delta\sigma_h = 0$.

21.5 Una muestra de arcilla de Weald se consolida bajo $\bar{p}_m = 8.4 \text{ kg/cm}^2$ y se permite su expansión hasta un valor de \bar{p}_o tal que se puede realizar rápidamente una prueba con drenaje y $\Delta\sigma_h = 0$. ¿cuál es el valor correcto de \bar{p}_o ? Explíquese la respuesta.

CAPITULO 22

Relaciones esfuerzo-deformación en procesos con drenaje

Con objeto de resolver problemas de formación en suelos, debemos aplicar lo expuesto en el capítulo 20 considerando con mayor detalle el comportamiento esfuerzo-deformación. En el capítulo 12 se estudió el comportamiento esfuerzo-deformación del suelo granular seco. En cuanto los esfuerzos se expresan como esfuerzos efectivos el comportamiento esfuerzo-deformación de los suelos granulares secos, presentado en el capítulo 12, es aplicable a las arenas saturadas en condiciones de drenaje. Así pues, en el presente capítulo ampliaremos el capítulo 12 para incluir el comportamiento de las arcillas saturadas en procesos con drenaje, comparándolo con el de las arenas.

La mayoría de este capítulo está dedicada a dos tipos de carga: *a)* compresión confinada; y *b)* carga triaxial, en la que la presión horizontal se mantiene constante durante la prueba. Hacia el final del capítulo compararemos el comportamiento deducido de ambos tipos de carga con el correspondiente a otros casos.

Debido a la permeabilidad relativamente elevada de las arenas, su volumen puede variar libremente durante la carga y descarga en la mayoría de los problemas prácticos. Por ello, el caso más corriente en las arenas es el de carga con drenaje. Por otro lado, la permeabilidad de la arcilla es tan baja que el problema general es que el volumen de la arcilla se mantenga prácticamente constante durante la aplicación de carga. El drenaje, se produce después de aplicar la carga, es decir, bajo esfuerzos totales constantes.¹ Así pues, el comportamiento en un proceso de carga con drenaje, bajo esfuerzos totales constantes, tiene gran importancia en los problemas de ingeniería donde existen arcillas. En la Parte V se considerarán las deformaciones que se producen en un suelo, en especial en la arcilla, durante procesos de carga o descarga. En este capítulo se estudian las deformaciones que se producen en carga constante con drenaje. En un problema práctico deben combinarse las dos componentes de la deformación para obtener la deformación total.

¹ Los esfuerzos totales en el terreno de cimentación pueden variar durante la consolidación, incluso aunque los esfuerzos aplicados en la superficie permanezcan constantes (ver la Fig. 32.10).

22.1 COMPORTAMIENTO EN COMPRESION CONFINADA

La Tabla 12.2 enumeraba los diversos parámetros esfuerzo-deformación en el caso de compresión confinada. El ejemplo 22.1 muestra la determinación del *índice de compresión* C_c , el *coeficiente de compresibilidad* a_v y el *coeficiente de variación volumétrica*, m_v , de la arcilla de Cambridge (Fig. 20.5) para un incremento de carga desde 4 kg/cm² hasta 6 kg/cm². Para la arcilla de Cambridge normalmente consolidada (es decir en compresión virgen) la curva $e - \log \bar{\sigma}_v$ es prácticamente una línea recta. Por tanto C_c es constante. Este caso se produce en muchas arcillas y por tanto el diagrama $e - \log \bar{\sigma}_v$ se utiliza ampliamente para representar los resultados de pruebas edométricas.

De la Fig. 22.1 podemos obtener una idea clara de las características de consolidación virgen de una amplia variedad de suelos sometidos a una amplia gama de presiones. Como puede verse en la figura, los suelos más plásticos poseen mayores relaciones de vacíos y tienen índices de compresión más elevados. Partiendo de los trabajos de Skempton y otros, Terzaghi y Peck (1948) sugieren las dos expresiones siguientes, aplicables para la consolidación virgen:

$$\text{Suelo remoldeado: } C_c = 0.007 (w_l - 10\%)$$

$$\text{Suelo inalterado: } C_c = 0.009 (w_l - 10\%)$$

donde W_l es el límite líquido como porcentaje.

La Tabla 22.1 agrupa los datos de consolidación de numerosos minerales arcillosos y suelos naturales junto con los correspondientes límites de Atterberg. El examen de los datos de esta tabla nos lleva a la conclusión de que cualquier relación entre los límites de Atterberg y las características de compresibilidad es sólo aproximada. Las relaciones entre las características de consolidación y los límites de Atterberg sólo deberían utilizarse para estimar las características en la carga virgen y nunca en sustitución de los resultados de pruebas reales.

► Ejemplo 22.1

Datos. Se tienen los siguientes resultados en una prueba edométrica en arcilla de Cambridge (ver la Fig. 20.5):

$$\text{para } \bar{\sigma}_v = 4 \text{ kg/cm}^2 \quad e = 1.012$$

$$\text{para } \bar{\sigma}_v = 8 \text{ kg/cm}^2 \quad e = 0.870$$

Problema. Calcular C_c , a_v y m_v para el intervalo de presiones de 4 kg/cm² a 8 kg/cm²

Solución. Adviértase en la Fig. 20.5 que la arcilla está en compresión virgen en el intervalo 4-8 kg/cm² pudiendo dibujarse los diagramas de la Fig. E22.1.

De la relación $e - \log \bar{\sigma}_v$

$$C_c = \text{índice de compresión} = \frac{\Delta e}{\Delta \log \bar{\sigma}_v}$$

$$(C_c)_{4-8} = 0.47$$

De la relación $e - \bar{\sigma}_v$

$$a_v = \text{coeficiente de compresibilidad} = \frac{\Delta e}{\Delta \bar{\sigma}_v}$$

De la relación $\Delta e / (1 + e_0) - \bar{\sigma}_v$ $(a_v)_{4-8} = 0.043$

$$m_v = \text{coeficiente de variación volumétrica} = \frac{\epsilon_{\text{vol}}}{\Delta \bar{\sigma}_v} = \frac{\epsilon_{\text{vert}}}{\Delta \bar{\sigma}_v}$$

$$(m_v)_{4-8} = 0.021$$

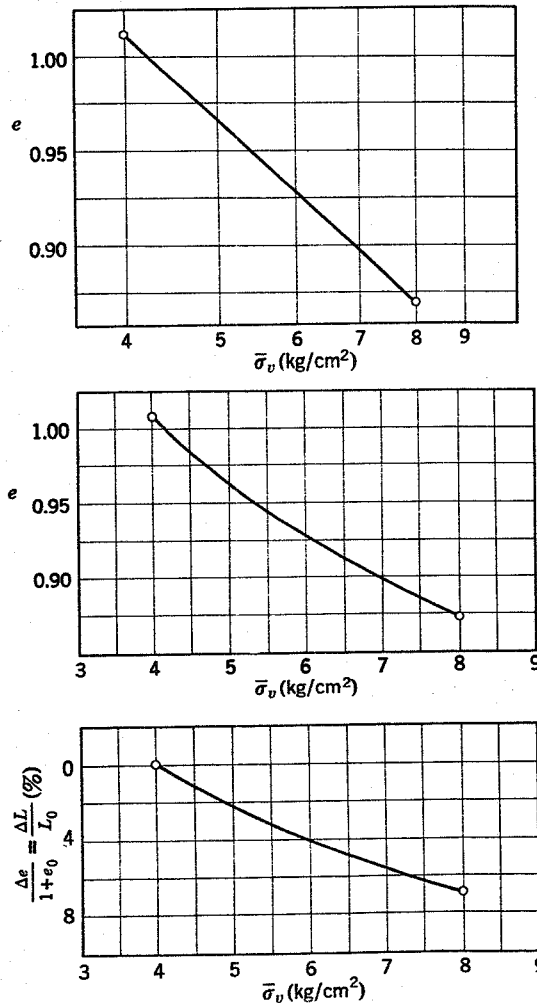


Fig. E22.1. Consolidación de la arcilla de Cambridge.

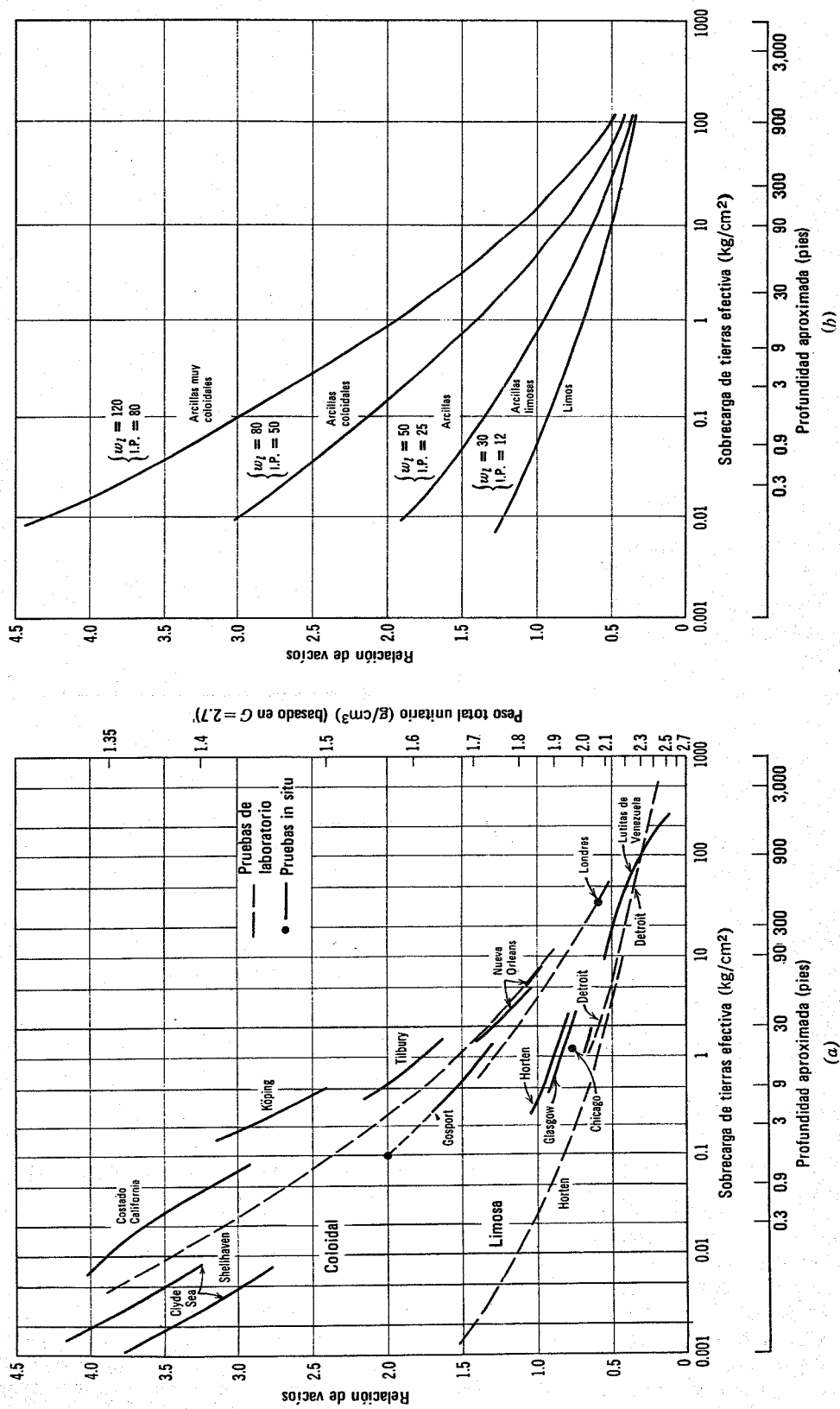


Fig. 22.1. Curvas de consolidación. a) Relación entre la relación de vacíos y la sobrecarga de tierras para arcillas coloidales y limosas. b) Relaciones aproximadas entre la relación de vacíos y la sobrecarga de tierras para sedimentos arcillosos, en función de los límites de Atterberg. w_l = límite líquido; IP = índice de plasticidad. Nota. Para obtener la humedad dividir la relación de vacíos por el peso específico relativo de las partículas, $G \approx 2.7$. c) Representación debida a Arango de datos correspondientes a suelos del Oeste de los EE. UU. y de Columbia.

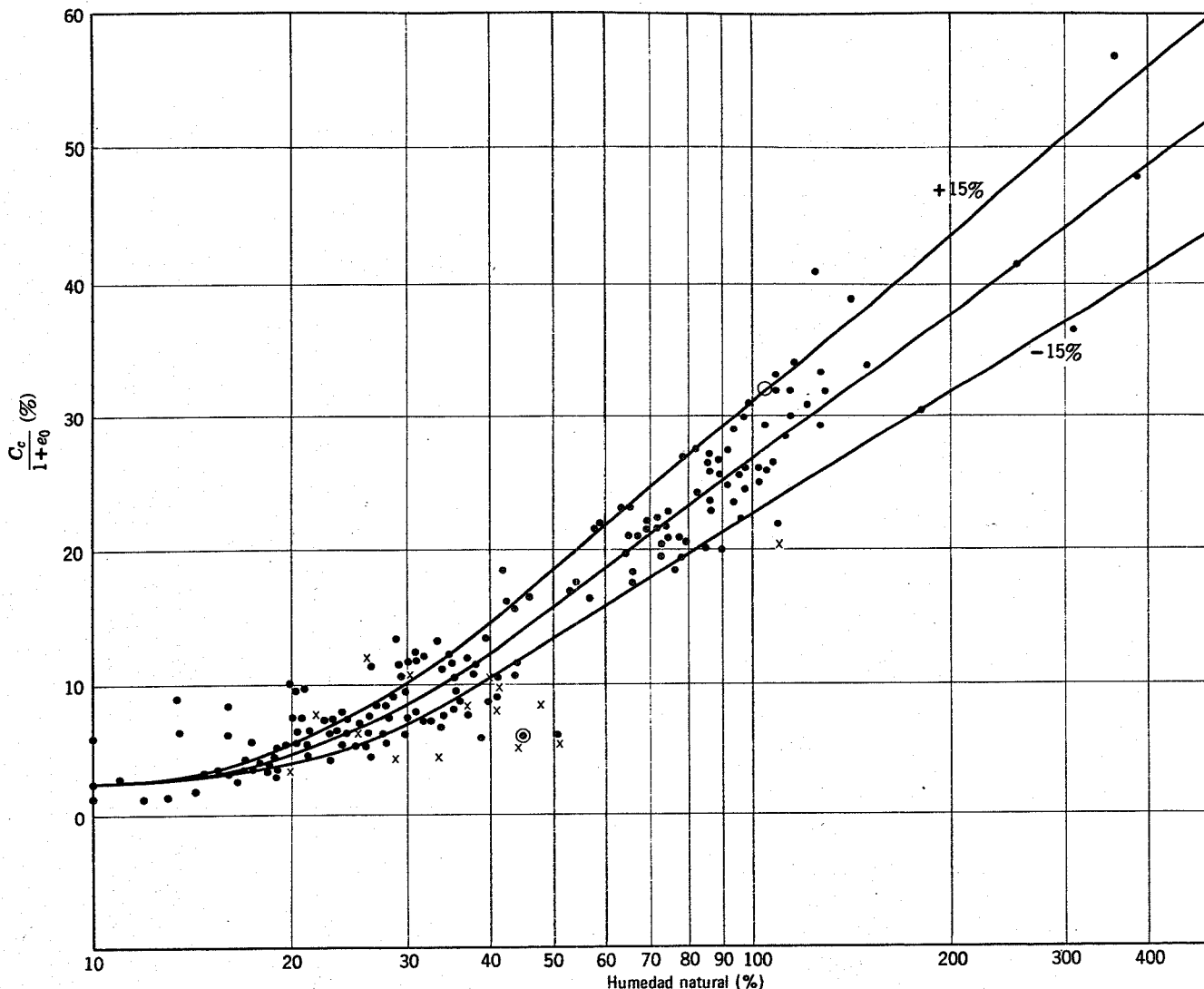


Fig. 22.1. (c).

Descarga

Al descargar un suelo en la prueba edométrica, la muestra se dilata, como se aprecia en la Fig. 20.5. El parámetro utilizado más corrientemente para medir esta expansión es

$$C_s = \text{índice de expansión} = \frac{-\Delta e}{\Delta \log \bar{\sigma}_v} \quad (22.1)$$

C_s es siempre mucho más pequeño que el C_c de compresión virgen. Esto se aprecia en los datos de la tabla 22.1. Al consolidar una serie de muestras bajo presiones verticales máximas diferentes $\bar{\sigma}_{vm}$ antes de la descarga, se obtienen una serie de curvas de expansión. Estas curvas tienden a ser paralelas. Adviértase, por ejemplo, en la Fig. 20.5 que la parte de descarga del primer ciclo y la del segundo ciclo son aproximadamente paralelas. Así pues, C_s es más o menos la misma para cualquier $\bar{\sigma}_{vm}$.

En la Fig. 22.2 se han representado los valores del índice de expansión en función del límite líquido correspondiente. C_s aumenta con el límite líquido pero cualquier relación entre C_s y w_l será sólo aproximada.

Nuevos ciclos de carga

Si una arcilla se somete a muchos ciclos de carga y descarga las curvas de compresión y recompresión tienden a aproximarse, es decir C_c , para ciclos de carga sucesivos, es aproximadamente igual a C_s .

La compresibilidad de un suelo depende en gran parte del nivel de presiones respecto a su historia de presiones anterior. Por ejemplo, podemos apreciar en la Fig. 20.5 que la compresibilidad de la arcilla de Cambridge es mucho mayor en la rama de compresión virgen que en ciclos de carga sucesivos; esto significa que el índice de compresión por encima de $\bar{\sigma}_{vm}$ es mucho mayor que por debajo de $\bar{\sigma}_{vm}$. Este hecho importante crea al ingeniero una gran dificultad en la elección del parámetro esfuerzo-deformación adecuado para un problema real. Por ejemplo, la compresibilidad de la arcilla de Cambridge en la Fig. 20.5 depende mucho de que se determine ligeramente por encima o por debajo de 3.1 kg/cm² que es la máxima pre-

Tabla 22.1 Índices de compresión y expansión

COMPRESION Y EXPANSION DE MINERALES ARCILLOSOS^a

Arcilla	Ion de cambio	w_i	w_p	Indice de compresión	Indice de expansión ^b
Montmorilonita	Na ⁺	710	54	2.6	—
	K ⁺	660	98	1.0	—
	Ca ⁺²	510	81	2.2	0.51
	H ⁺	440	55	1.9	0.34
	Mg ⁺²	410	60	1.9	0.44
	Fe ⁺³	290	75	1.6	0.03
	Fe ⁺³ secada y vuelta a humedecer	210	63	1.7	0.006
Ilita	Na ⁺	120	53	1.10	0.15
	K ⁺	120	60	0.62	0.27
	Ca ⁺²	100	45	0.86	0.21
	H ⁺	100	51	0.61	0.10
	Mg ⁺²	94	46	0.56	0.18
	Fe ⁺³	110	49	—	0.15
	Fe ⁺³ secada y vuelta a humedecer	100	46	0.50	0.22
Caolinita	Na ⁺	53	32	0.26	—
	K ⁺	49	29	—	0.06
	Ca ⁺²	38	27	0.21	0.06
	H ⁺	53	25	0.23	0.05
	Mg ⁺²	54	31	0.24	0.08
	Fe ⁺³	59	37	0.24	0.06
	Fe ⁺³ secada y vuelta a humedecer	52	35	0.19	0.15
Atapulgitita	Mg ⁺²	270	150	0.77	0.24

COMPRESION Y EXPANSION DE MINERALES ARCILLOSOS^c

Arcilla	Ion de cambio	w_i	Indice de compresión	Indice de expansión ^d
Montmorilonita	Li	576	7.7	2.0
	Na ⁺	494	6.2	2.5
	K	193	2.0	0.3
	Ca ²⁺	186	2.0	0.8
	Ba ²⁺	168	1.4	0.2
Caolinita	Na ⁺	98	0.6	0.2

RECOMPRESION Y EXPANSION DE MINERALES ARCILLOSOS^e

Mineral	Ion de cambio	Fluido intersticial	Indice de compresión		Indice de expansión	
			10 a 1 atm	1 a 0.1 atm	10 a 1 atm	1 a 0.1 atm
Montmorilonita	Na ⁺	10 ⁻³ M NaCl	9.0	17.0	9.0	17.0
	Ca ²⁺	10 ⁻³ M CaCl ₂	5.0	9.0	—	—
Ilita	Na ⁺	0.001 a 0.1 M NaCl	0.9	1.7	—	—

Tabla 22.2 (continuación).

COMPRESION Y EXPANSION DE SUELOS NATURALES

Suelo	w_L	w_p	Índice de compresión virgen	Índice de expansión		Referencia
				10 a 1 kg/cm ²	1 a 0.1 kg/cm ²	
Suelo A expansivo	84	48	—	0.14	0.25	Dawson, 1957
Suelo B expansivo	87	42	0.21	0.05	0.15	Dawson, 1957
Muestra de arcilla extruida	47	26	0.32	0.10	0.10	Dawson, 1957
Arcilla azul de Boston inalterada	41	20	0.35	0.07	0.09	Mitchell, 1956
Arcilla azul de Boston remoldeada	41	20	0.21	0.07	0.07	Mitchell, 1956
Arcilla del río Fore inalterada	49	21	0.36	0.09	0.09	Mitchell, 1956
Arcilla del río Fore remoldeada	49	21	0.25	0.04	0.04	Mitchell, 1956
Arcilla de Chicago inalterada	58	21	0.42	0.07	0.12	Mitchell, 1956
Arcilla de Chicago remoldeada	58	21	0.22	0.07	0.09	Mitchell, 1956
Arcilla de Louisiana inalterada	74	26	0.33	0.05	0.08	Mitchell, 1956
Arcilla de Louisiana remoldeada	74	26	0.29	0.04	0.07	Mitchell, 1956
Arcilla de Nueva Orleans inalterada	79	26	0.29	0.04	0.08	Mitchell, 1956
Arcilla de Nueva Orleans remoldeada	79	26	0.26	0.04	0.09	Mitchell, 1956
Arcilla de Montana	58	28	0.21	0.04	0.07	Lambe-Martin, 1957
Arcilla de Fort Union	89	20	0.26	0.04	—	Smith-Redlinger, 1953
Arcilla de Beauharnois	56	22	0.55	0.01	0.04	Mitchell, 1956
Arcilla de Cincinnati	30	12	0.17	0.02	0.03	Mitchell, 1956
Arcilla de San Lorenzo	55	22	0.84	0.04	0.08	Mitchell, 1956
Arcilla de Siburua	70	26	0.21	0.08	0.12	Mitchell, 1956

^aSegún Cornell, 1951.

^bEstimado a partir de los datos de Cornell.

^cSegún Salas y Serratos, 1953.

^dDeducido de los datos de Salas y Serratos.

^eSegún Bolt, 1956.

sión de preconsolidación. Un ligero error en la determinación de la presión vertical inicial o en $\bar{\sigma}_{vm}$ puede dar lugar, por tanto, a un gran error en la selección de la compresibilidad efectiva para un problema real.

Incremento de presiones

Existe evidencia de que una arcilla puede desarrollar enlaces estructurales al cabo de muchos años de confinamiento bajo un sistema de esfuerzos dado. Estos enlaces estructurales pueden permitir que una arcilla soporte un

pequeño incremento de carga con muy pequeña deformación. La práctica habitual en las pruebas de laboratorio supone el empleo de un incremento de carga importante respecto a la presión efectiva existente sobre la muestra. Un método más usual consiste en aplicar un incremento de presión igual a la presión efectiva existente en la muestra. Este método puede dar una indicación muy pobre sobre la compresión que ocurrirá en un problema donde se produzca un incremento de presión muy pequeño (para más detalle ver Taylor, 1942; Leonards, 1962).

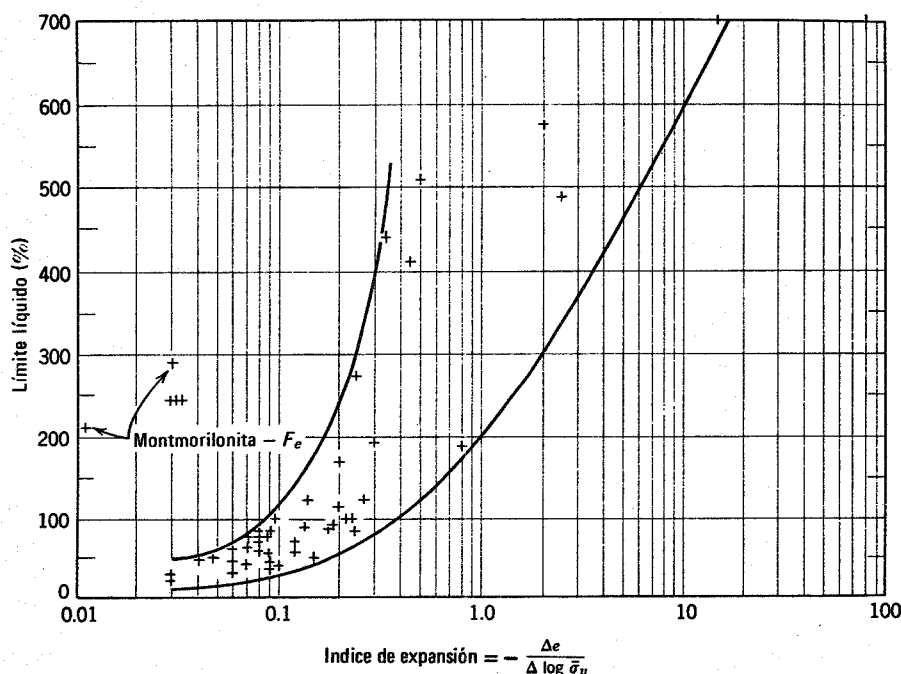


Fig. 22.2. Índice de hinchamiento en función del límite líquido.

Otros factores que influyen sobre la compresibilidad

Existen otros numerosos factores que influyen sobre la compresibilidad de una arcilla. Algunos de éstos se presentan tanto en el terreno como en pruebas de laboratorio, mientras que otros son característicos de las condiciones de prueba en el laboratorio. Entre ellos se puede citar la temperatura del suelo durante el proceso de consolidación; el tamaño de la muestra; la relación diámetro-altura de la muestra; la perturbación del suelo y la fricción sobre la superficie lateral de la muestra durante la consolidación en el edómetro. Algunos de estos factores, especialmente los que se producen durante la prueba de laboratorio han sido estudiados por Lambe (1951), Taylor (1942) y Simons (1965).

22.2 COMPORTAMIENTO EN COMPRESION TRIAXIAL

Como se indicó en el capítulo 12, la prueba triaxial estándar (presión de confinamiento constante y aumento del esfuerzo vertical), proporciona una medida directa del módulo de Young y permite calcular el coeficiente de Poisson. Por ejemplo, a partir de los datos de la Fig. 21.1 podemos calcular para la prueba 3 un módulo secante E para la presión máxima de 42 kg/cm^2 y un coeficiente de Poisson de 0.40

Nivel de esfuerzos

A partir de las curvas esfuerzo-deformación que aparecen en el capítulo 21 (por ejemplo en la Fig. 21.1) se aprecia que la curva esfuerzo-deformación es cóncava hacia abajo y que la curva de deformación volumétrica-

deformación axial es cóncava hacia arriba. En otras palabras, el módulo E disminuye y el coeficiente de Poisson aumenta al aumentar el nivel de esfuerzos. La forma general de la curva esfuerzo-deformación ha llevado a proponer (Kondner, 1963; Hansen, 1963) diversas relaciones entre $\sigma_v - \sigma_h$ y ϵ , como

$$\sigma_v - \sigma_h = \sqrt{\frac{\epsilon_v}{a + b\epsilon_v}} \quad (22.2)$$

donde a y b son constantes. La forma general de estas expresiones empíricas indica que el módulo depende en gran parte del nivel de esfuerzos. Una práctica corriente consiste en determinar el módulo E a partir de un incremento de esfuerzos correspondiente a la mitad o el tercio del esfuerzo máximo.

Esfuerzo inicial de consolidación

El módulo esfuerzo-deformación de una arcilla normalmente consolidada varía directamente con el esfuerzo de consolidación inicial. Si se normaliza la curva esfuerzo-deformación, como se indicó en la Fig. 21.2, el módulo esfuerzo-deformación es proporcional al valor de $\bar{\sigma}_{v0}$

Perturbación de las muestras

La perturbación de la estructura de una arcilla natural suele dar lugar a una reducción en el módulo esfuerzo-deformación.

Sobreconsolidación

Los datos de la Fig. 20.10 ilustran esta tendencia general: cuanto mayor es la razón de sobreconsolidación,

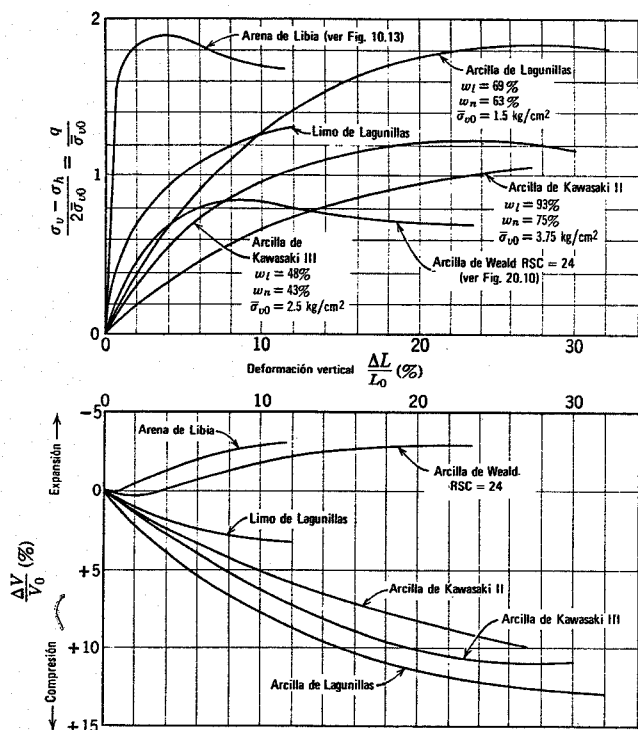


Fig. 22.3. Resultados de pruebas triaxiales con drenaje (presión horizontal constante).

mayor es el valor del módulo E y del coeficiente de Poisson.

Tipo de suelo

En la Fig. 22.3 se han representado los resultados de pruebas triaxiales estándar con drenaje para diversos suelos. Las pruebas realizadas con los suelos de Lagunillas y Kawasaki corresponden a muestras inalteradas. Los diagramas de la Fig. 22.3 y los de los capítulos anteriores hacen resaltar varios puntos importantes;

1. El comportamiento esfuerzo-deformación de todos los suelos bajo compresión con drenaje es prácticamente el mismo; cualquier diferencia es de magnitud más que de naturaleza. Existe una tendencia general hacia una disminución del módulo esfuerzo-deformación y hacia una mayor deformación volumétrica al aumentar la plasticidad de los suelos.
2. La arena suelta y la arcilla normalmente consolidada tienen la misma forma de curva esfuerzo-deformación en compresión triaxial. La curva es cóncava hacia abajo sin un valor máximo pronunciado. Mientras que la arcilla normalmente consolidada y la arena suelta sufren una disminución de volumen en el proceso de compresión, la arcilla suele presentar una disminución de volumen mayor.
3. La arena compacta y la arcilla sobreconsolidada tienen curvas esfuerzo-deformación similares. Ambas presentan un máximo a partir del cual la resistencia es reducida. La arena compacta tiene un módulo mayor que la arcilla sobreconsolidada y presenta una expresión volumétrica mayor que ésta.

22.3 COMPORTAMIENTO BAJO OTROS TIPOS DE CARGA

En las dos secciones anteriores se ha expuesto la naturaleza del comportamiento esfuerzo-deformación en compresión confinada y en compresión triaxial estándar. Como veremos en los próximos capítulos, los problemas prácticos suelen implicar trayectorias de esfuerzos bastante diferentes de las de la prueba edométrica y la triaxial estándar. Por tanto, es importante saber si el comportamiento esfuerzo-deformación de un suelo depende o no del tipo de trayectoria de esfuerzos. Frecuentemente los ingenieros realizan cálculos en los que suponen que la relación entre el incremento de esfuerzo vertical y la deformación vertical es independiente del incremento del esfuerzo horizontal.

Los datos de las Figs. 10.22 y 10.23 ya han demostrado que la relación esfuerzo vertical-deformación vertical de las arenas es muy sensible a la trayectoria de esfuerzos seguida en la prueba. El mismo caso se presenta en la arcilla.

La Fig. 22.4 muestra datos esfuerzo-deformación de dos pruebas triaxiales, una de tipo estándar según la trayectoria AB y una prueba triaxial de descarga según la trayectoria AC . Los datos de la Fig. 22.4 muestran que el módulo inicial de esfuerzo-deformación, para la prueba de descarga es considerablemente mayor que el de la prueba de carga. Además, el volumen de la muestra (medido por la variación de humedad) aumentaba en la prueba de des-

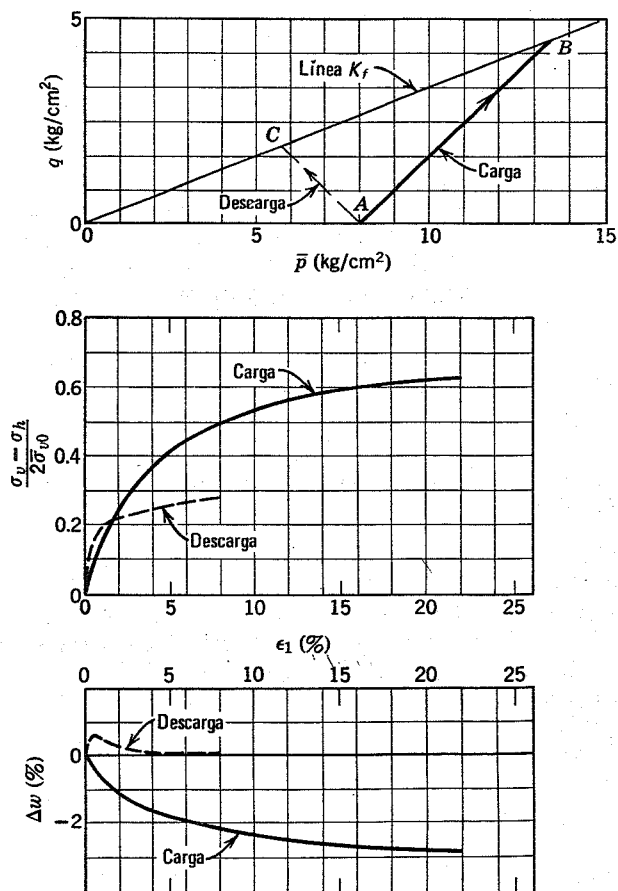


Fig. 22.4. Resultados de pruebas triaxiales en carga y descarga (datos de Ladd, 1964).

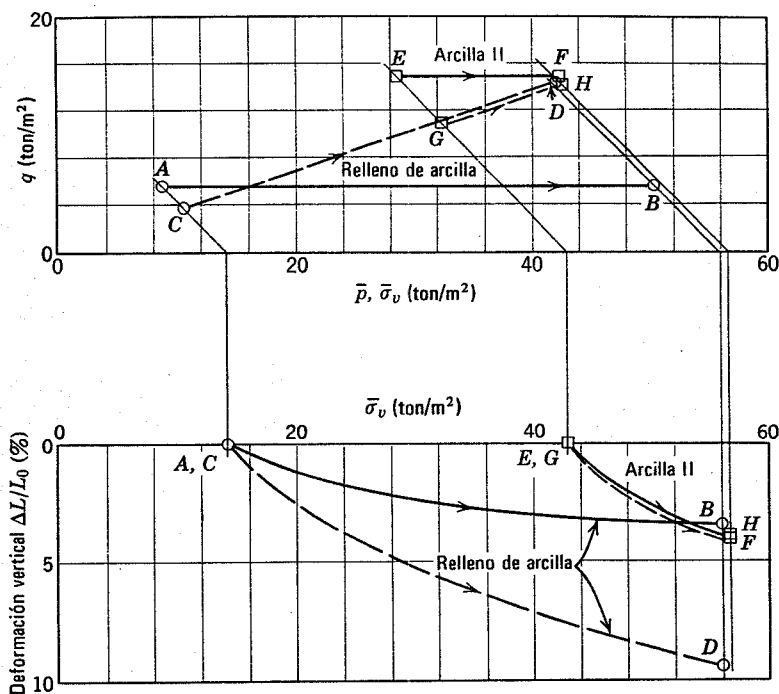


Fig. 22.5. Resultados de pruebas en arcillas de Kawasaki.

carga y disminuía en la de carga. Las tendencias que aparecen en la Fig. 22.4 son las que se podrían esperar. En la prueba de descarga el esfuerzo efectivo medio sobre la muestra disminuye y por tanto el suelo tiende a dilatarse. (Adviértase que el parámetro de resistencia ϕ es independiente de la trayectoria de esfuerzos pero la resistencia al corte depende mucho de la trayectoria de esfuerzos debido a que el esfuerzo efectivo sobre el plano de falla es mayor en esta condición en la prueba de carga).

La Fig. 22.5 presenta los resultados de dos pares de pruebas sobre muestras inalteradas de dos arcillas de Kawasaki, Japón (ver E16.2-1). CD es la trayectoria de esfuerzos efectivos para una prueba edométrica sobre una muestra del relleno arcilloso. AB es la trayectoria de esfuerzos efectivos para una prueba realizada entre los mismos esfuerzos verticales utilizados en la prueba edométrica. GH y EF son las pruebas correspondientes a la arcilla de tipo II. En la parte inferior de la Fig. 22.5 se presentan los datos de deformación de las cuatro pruebas.

Para el relleno arcilloso se producen deformaciones verticales mucho mayores en la prueba edométrica que en la prueba realizada según la trayectoria de esfuerzos horizontal AB , incluso aunque los esfuerzos verticales inicial y final sean idénticos en ambas pruebas. Los esfuerzos tangenciales y las deformaciones tangenciales en la prueba edométrica CD son mayores que en la prueba AB .

En las dos pruebas con la arcilla II las deformaciones verticales son aproximadamente iguales. En la prueba EF el esfuerzo tangencial es constante pero mayor que el que se produce en la prueba edométrica.

Los datos de las Figs. 22.4 y 22.5 muestran un hecho importante: la relación esfuerzo vertical-deformación vertical de una arcilla puede depender mucho de la trayectoria de esfuerzos real.

22.4 RESUMEN DE PUNTOS PRINCIPALES

El comportamiento esfuerzo-deformación de un suelo dista mucho del de un material con elasticidad lineal. El módulo esfuerzo-deformación depende en grado significativo de numerosos factores. Los más importantes son;

1. La *consolidación inicial*. El módulo esfuerzo-deformación depende de la magnitud y tipo de la consolidación inicial. Cuanto mayor es el esfuerzo de consolidación inicial, mayor es el módulo esfuerzo-deformación.
2. La *historia de esfuerzos*. Un suelo sobreconsolidado tiene un módulo esfuerzo-deformación mayor que un suelo normalmente consolidado.
3. El *tipo de suelo*. Cuanto más plástico es un suelo, más compresible es y menor es su módulo esfuerzo-deformación.
4. La *perturbación*. La perturbación de la estructura de un suelo natural suele dar lugar a una reducción en el módulo esfuerzo-deformación.
5. El *tipo de carga*. El módulo esfuerzo-deformación puede depender mucho de la trayectoria de esfuerzos seguida.

PROBLEMAS

22.1 Con referencia a los resultados de la prueba edométrica de la Fig. 22.5 determinar C_e , a_v y m_v para un intervalo de presiones de 1 kg/cm^2 a 2 kg/cm^2 . Determinar C_s para una descarga de 2 a 1 kg/cm^2 .

22.2 A partir de una arcilla de Weald recién remoldeada se han preparado dos muestras que se han sometido a las siguientes pruebas:

a. Prueba 1. Consolidación isotropa en un aparato triaxial hasta $\bar{\sigma}_v = \bar{\sigma}_h = 1 \text{ kg/cm}^2$, consolidando a continuación con $\bar{\sigma}_v = \bar{\sigma}_h = 2 \text{ kg/cm}^2$.

b. Prueba 2. Consolidación en el edómetro hasta $\bar{\sigma}_v = 1 \text{ kg/cm}^2$ y nueva consolidación hasta $\bar{\sigma}_v = 2 \text{ kg/cm}^2$.

Dibujar para cada prueba la trayectoria de esfuerzos efectivos y estimar la deformación vertical para el proceso de carga de 1 a 2 kg/cm^2 .

22.3 Utilizando la expresión empírica entre el límite líquido y el índice de compresión dado en la sección 22.1 y los datos de la Fig. 7.9, estimar el índice de compresión de la arcilla de Cambridge. Compárese con el valor dado en el ejemplo 22.1.

22.4 Para el intervalo Δq desde cero hasta la mitad del valor máximo en la prueba de carga de la Fig. 22.4, determinar E .

22.5 Para la prueba en arcilla de Weald sobreconsolidada de la Fig. 20.10 estimar E y μ para un intervalo Δq desde cero hasta la mitad del valor máximo de q .

CAPITULO 23

Estructuras de retención de tierras en condiciones de drenaje

En este capítulo se consideran las presiones laterales que actúan sobre estructuras de retención de tierras. Se requiere el conocimiento de estas presiones para calcular la estabilidad de tales estructuras y para dimensionar los elementos de las mismas. En el capítulo 19 se estudiaron las presiones laterales ejercidas por la arena seca, mientras que en éste se amplían aquellos principios para tener en cuenta la influencia del agua y los suelos con cohesión.

23.1 PRESIONES ACTIVAS Y PASIVAS

Como se aprecia en la Fig. 23.1, las figuras 13.4 y 13.5 son aplicables lo mismo a suelos granulares saturados que secos ya que todos los esfuerzos son efectivos. Así pues, las ecuaciones 13.1 y 13.2, aplicables a problemas con esfuerzos geostáticos en suelos saturados, son

$$K_a = \frac{\bar{\sigma}_{ha}}{\bar{\sigma}_v} = \frac{1}{N_\phi} = \frac{1 - \sin \bar{\phi}}{1 + \sin \bar{\phi}} \quad (23.1)$$

$$= \tan^2 \left(45 - \frac{\bar{\phi}}{2} \right) = \frac{1 - \tan \bar{\alpha}}{1 + \tan \bar{\alpha}}$$

$$K_p = \frac{1}{K_a} = \frac{\bar{\sigma}_{hp}}{\bar{\sigma}_v} = N_\phi = \frac{1 + \sin \bar{\phi}}{1 - \sin \bar{\phi}} \quad (23.2)$$

$$= \tan^2 \left(45 + \frac{\bar{\phi}}{2} \right) = \frac{1 + \tan \bar{\alpha}}{1 - \tan \bar{\alpha}}$$

donde las barras sobre $\bar{\phi}$ y $\bar{\alpha}$ nos recuerdan que estos parámetros corresponden a esfuerzos efectivos. Adviértase que K_a , *coeficiente de presión activa* y K_p , *coeficiente de presión pasiva*, se definen en esfuerzos efectivos, no en esfuerzos totales.

La Fig. 23.2 muestra la trayectoria de esfuerzos efectivos TEE y la trayectoria de esfuerzos totales TET para el caso de descarga con drenaje en estado activo. En la descarga existe una presión intersticial constante u_s como la debida a la presión de agua estática del terreno o a una contrapresión estática en el laboratorio. La trayectoria de esfuerzos totales DE es paralela a la de esfuerzos efectivos AC y está desplazada hacia la derecha una magnitud igual a u_s . Si la presión intersticial u_s hubiera sido negativa, la trayectoria de esfuerzos totales se encontraría a la izquierda de la de esfuerzos efectivos.

Las Figs. 23.1 y 23.2 se aplican a cualquier suelo en el que la resistencia sea $\tau_{ff} = \bar{\sigma}_{ff} \tan \bar{\phi}$. Si el suelo tiene cohesión, es decir, $\tau_{ff} = \bar{c} + \bar{\sigma}_{ff} \tan \bar{\phi}$, la trayectoria de esfuerzos efectivos en el estado activo es la que aparece en la Fig. 23.3 Para un ángulo de resistencia al corte determinado $\bar{\phi}$, la presencia de una cohesión \bar{c} significa una mayor resistencia, lo que a su vez da lugar a una presión activa *menor* y a una presión pasiva *mayor*. La disminución de $\bar{\sigma}_{ha}$ puede apreciarse comparando las Figs. 23.2 y 23.3.

Deformaciones requeridas para el desarrollo de las presiones activas y pasivas

Las Figs. 23.4 y 23.5 muestran las deformaciones horizontal y vertical necesarias para el desarrollo de las presiones activa y pasiva en la arcilla normalmente consolidada de la Fig. 22.4. El comportamiento general es análogo al de la arena (ver la Fig. 13.7). Adviértase la característica general de que se requiere una mayor deformación para el desarrollo de la presión pasiva que para que se produzca la presión activa. Se necesita una deformación horizontal cinco veces mayor para pasar del estado inicial $K = 1$ al estado pasivo K_p que para pasar de $K = 1$ al estado activo K_a . La Fig. 23.6 muestra las trayectorias de esfuerzos y las deformaciones necesarias para alcanzar los estados activo y pasivo partiendo del estado K_o . Se ve en la figura que se requiere menor deformación para alcanzar el estado activo partiendo de K_o que partiendo de $K = 1$ y es necesaria una mayor deformación para pasar de K_o al estado pasivo que para pasar de $K = 1$ al estado pasivo. Esto resulta lógico ya que el estado K_o se encuentra en la trayectoria de esfuerzos que conduce desde $K = 1$ al estado activo.

En los capítulos anteriores se ha puesto de manifiesto que las diferencias en el comportamiento esfuerzo-deformación entre los diferentes suelos son más cuantitativas que cualitativas. El suelo utilizado para poner en evidencia las deformaciones necesarias para alcanzar los estados pasivo y activo ha sido una arcilla normalmente consolidada. Como podía esperarse, las deformaciones necesarias para producir la falla del suelo son mayores en esta arcilla que en arena. Por ejemplo, la Fig. 23.4 muestra que se requiere aproximadamente una deformación vertical del 8% y una deformación horizontal del -4% para llevar la

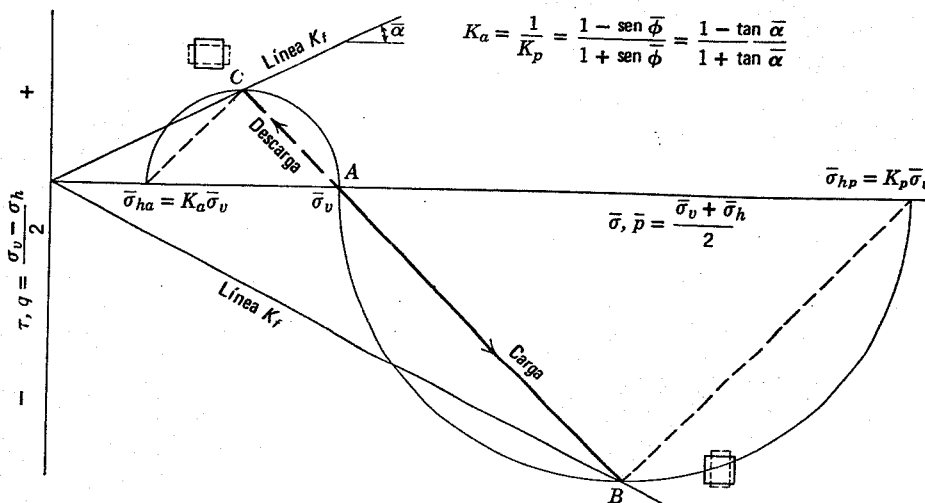


Fig. 23.1. Trayectorias de esfuerzos y círculos de Mohr correspondientes a los estados activo y pasivo.

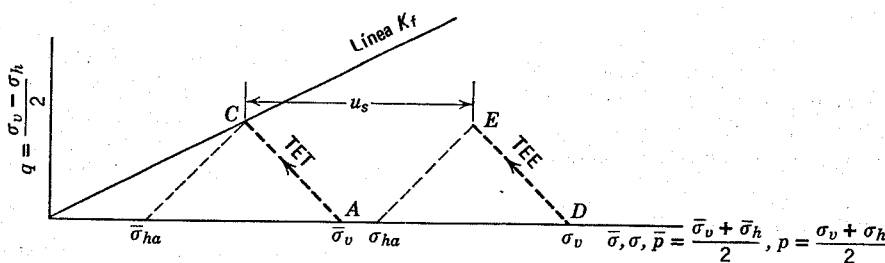


Fig. 23.2. Trayectorias de esfuerzos para el estado activo.

arcilla de un estado inicial $K = 1$ al estado de presión activa, mientras que los datos de la Fig. 10.2 para la arena de Libia muestran que basta con una deformación vertical menor del 1% y una deformación horizontal menor de 0.5% para que la arena alcance el estado activo.

carga del suelo de cimentación del muro. En esta sección se consideran únicamente la influencia del agua sobre el empuje activo que actúa sobre el muro.

Podemos utilizar el sistema de fuerzas a ó el b para el cálculo de la estabilidad de una masa de suelo

23.2 Muros de gravedad para la retención de suelos sin cohesión

En esta sección se consideran los problemas en los que todo o una parte del relleno arenoso tras un muro de contención están saturados de agua. Los principios generales que rigen el proyecto de muros de gravedad son los mismos descritos en el capítulo 13. Sin embargo, la presencia del agua puede modificar la magnitud del empuje existente sobre el muro, modificando también la resistencia del deslizamiento en la base del mismo y la capacidad de

a	b
Peso total	Peso sumergido
Presiones intersticiales periféricas	Fuerza de filtración
Esfuerzos efectivos periféricos	Esfuerzos efectivos periféricos

Muro de retención sumergido

En el caso que aparece en la Fig. 23.7, el agua se mantiene al mismo nivel por las dos caras del muro de retención y por tanto no existe filtración de agua. Este caso se aproxima al que podría encontrarse cuando una corriente de aire pasa a través de una zona congestionada de una ciudad o población. Para obtener el empuje ejercido por el relleno es necesario estudiar el equilibrio de una cuña de suelo como la *IJM*. Supongamos que no existen estos esfuerzos tangenciales entre el relleno y el muro. El cálculo de este caso (incluyendo el efecto de una sobrecarga uniforme) se da en el ejemplo 23.1. La expresión resultante contiene exactamente la misma función trigono-

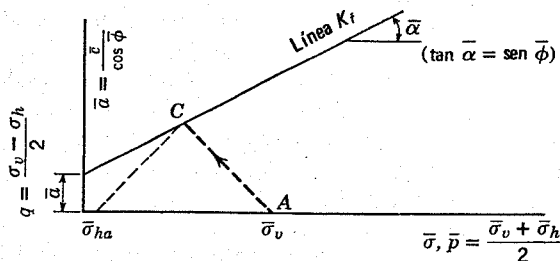


Fig. 23.3. Estado activo en un suelo con cohesión.

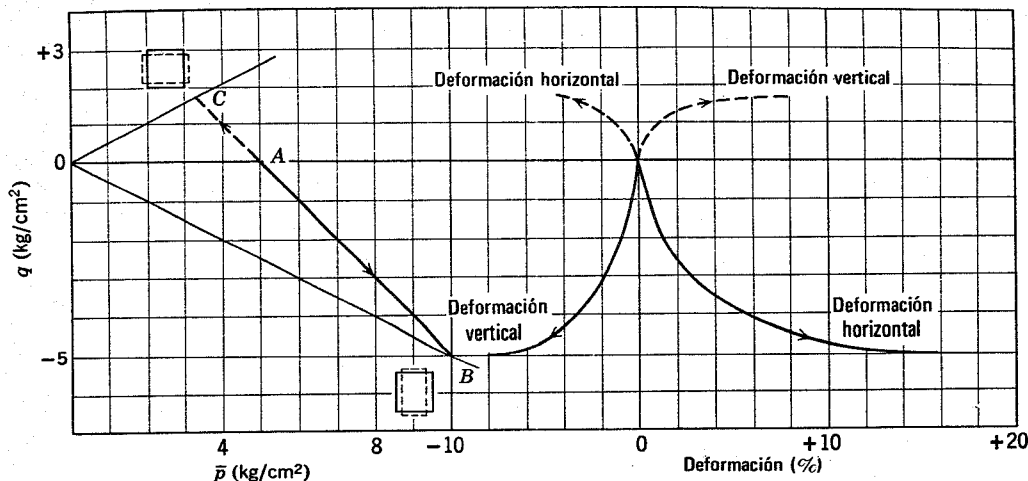


Fig. 23.4. Deformaciones asociadas con las presiones activas y pasivas.

métrica que la correspondiente a un suelo seco (Fig. 13.11). De aquí que la inclinación θ de la cuña que da el valor máximo de P resulta idéntica a la del caso de un relleno seco (ejemplo 13.4). El empuje total del relleno es

$$P_a = \frac{1}{2}\gamma_w H^2 + \frac{1}{2}\gamma_b H^2 K_a + q_s H K_a \quad (23.3)$$

y se compone de tres partes:

1. El término $\frac{1}{2}\gamma_w H^2$ es el empuje ejercido por el agua intersticial y tiene exactamente la misma magnitud que si no existiera el suelo.
2. El término $\frac{1}{2}\gamma_b H^2 K_a$ es el empuje ejercido por el esqueleto mineral debido a su propio peso. Adviértase especialmente que en este término aparece el peso específico sumergido.
3. El término $q_s H K_a$ es el empuje ejercido por el esqueleto mineral por efecto de la sobrecarga. Este término es exactamente el mismo que en el caso de un relleno seco.

Por otro lado, este problema podía haberse estudiado considerando los esfuerzos efectivos periféricos (incluidos los esfuerzos tangenciales) y el peso específico sumergido del suelo.

Con este cálculo se obtiene como resultante de las presiones efectivas que actúan sobre el muro:

$$\bar{P} = \frac{1}{2}\gamma_b H^2 K_a + q_s H K_a$$

El empuje total producido por el relleno es la suma de los efectos de la presión intersticial y de las presiones activas:

$$P_a = \frac{1}{2}\gamma_w H^2 + \bar{P}$$

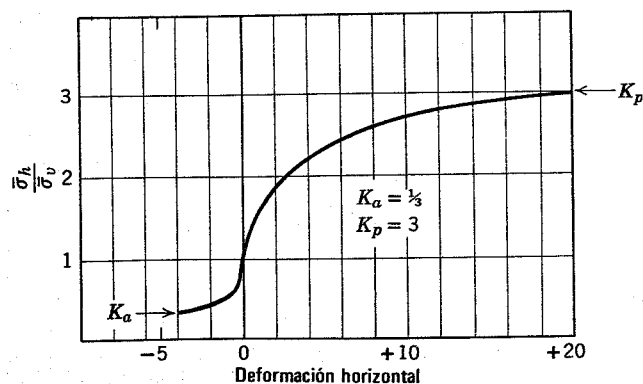


Fig. 23.5. Desplazamientos laterales para que se produzcan presiones activas o pasivas.

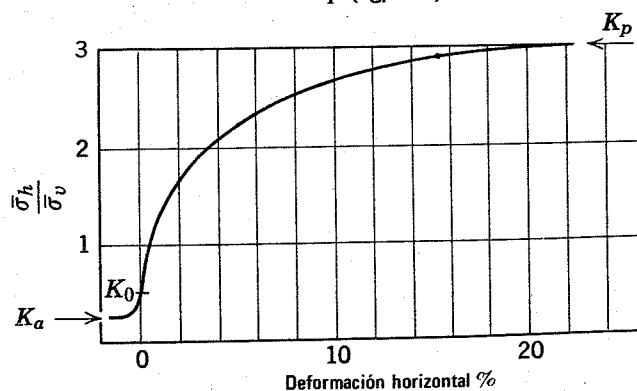
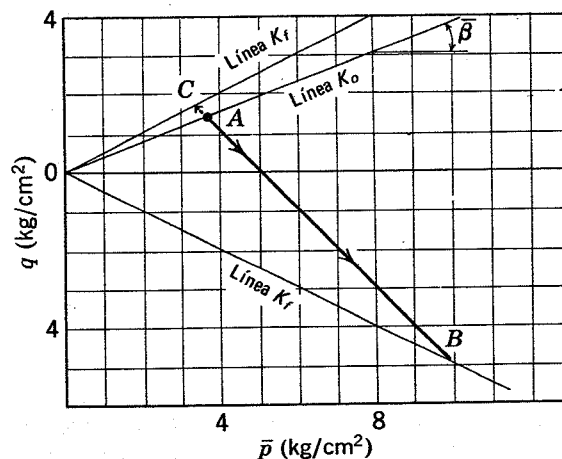


Fig. 23.6. Presiones activas y pasivas a partir del reposo (K_0).

Este es, por supuesto, el mismo resultado dado por la ecuación 23.3.

Puede demostrarse además que todos los resultados obtenidos en el capítulo 13 son aplicables al caso en el que el relleno está sumergido y no existe flujo de agua con tal que se utilice el peso específico sumergido. Así pues, la ecuación de la Fig. 13.21 (substituyendo γ por γ_b) puede utilizarse para calcular el empuje ejercido por el esqueleto mineral en el caso de un muro con fricción y con respaldo inclinado. El ángulo de fricción del muro, $\bar{\phi}_w$, debe también expresarse en términos de esfuerzo efectivo. Debe añadirse el empuje ejercido por el agua intersticial con objeto de obtener el empuje total.

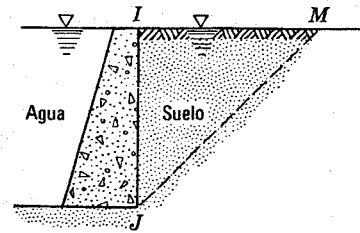


Fig. 23.7. Muro de retención completamente sumergido.

Adviértase especialmente que el coeficiente de presión activa es exactamente el mismo independientemente de que el suelo esté seco o sumergido. Sin embargo, este

► Ejemplo 23.1 Estudio de un relleno de muro completamente sumergido

Datos: Relleno completamente sumergido como el de la Fig. E23.1.

Problema: Obtener la expresión del empuje activo total ejercido por el relleno.

Solución:

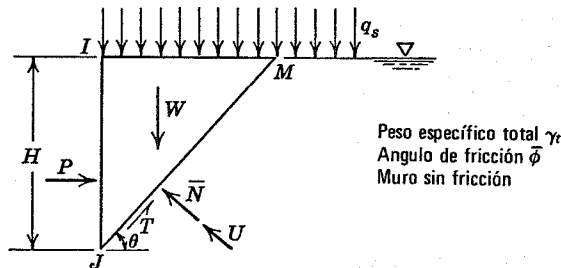


Fig. E23.1.

En la Fig. E23.1 la presión intersticial sobre el contorno supuesto varía linealmente desde cero en el punto M a $\gamma_w H$ en el punto J. La presión intersticial media es $1/2 \gamma_w H$, y

$$U = \frac{\frac{1}{2} \gamma_w H^2}{\sin \theta}$$

Además

$$T = \bar{N} \tan \bar{\phi}$$

Condiciones de equilibrio:

$$\Sigma V = 0:$$

$$W + q_s H \cot \theta - T \sin \theta - (\bar{N} + U) \cos \theta = 0$$

$$\left(\frac{1}{2} \gamma_t H + q_s\right) H \cot \theta - \bar{N} (\cos \theta + \sin \theta \tan \bar{\phi}) - \frac{1}{2} \gamma_w H^2 \cot \theta = 0$$

$$\bar{N} = \left(\frac{1}{2} \gamma_b H + q_s\right) H \cot \theta \frac{1}{\cos \theta + \sin \theta \tan \bar{\phi}}$$

$$\Sigma H = 0:$$

$$P - (\bar{N} + U) \sin \theta + T \cos \theta = 0$$

$$P - \bar{N} (\sin \theta - \cos \theta \tan \bar{\phi}) - \frac{1}{2} \gamma_w H^2 = 0$$

$$P = \frac{1}{2} \gamma_w H^2 + \left(\frac{1}{2} \gamma_b H + q_s\right) H \cot \theta \tan (\theta - \bar{\phi})$$

Adviértase que θ entra exactamente en la misma forma que en la Fig. 13.11.

Obtención de la expresión del P máximo:

Como θ tiene el mismo significado que en la Fig. 13.11

$$\theta_{cr} = 45^\circ + \frac{\bar{\phi}}{2}$$

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma_w H^2 + \left(\frac{1}{2} \gamma_b H^2 + q_s H\right) \frac{1 - \sin \bar{\phi}}{1 + \sin \bar{\phi}} = \frac{1}{2} \gamma_w H^2 + \frac{1}{2} \gamma_b H^2 K_a + q_s H K_a$$

coeficiente de los esfuerzos efectivos y la resultante de los esfuerzos efectivos. La magnitud de K_a está determinada por la resistencia tangencial del esqueleto mineral. El agua intersticial, que no puede resistir esfuerzos tangenciales, no influye sobre la magnitud de K_a pero sí sobre el valor del empuje total.

El ejemplo 23.2 muestra el cálculo del empuje horizontal neto sobre un muro de retención completamente sumergido. En la figura solamente se ha indicado la fuerza ejercida por el esqueleto mineral. La fuerza debida a la presión intersticial del suelo está completamente equilibrada por la fuerza hidrostática sobre la otra cara del muro.

► **Ejemplo 23.2. Ejemplo de un muro de retención completamente sumergido**

Datos: El muro de retención de la Fig. E23.2.1.

Problema: Calcular el empuje neto sobre el muro.

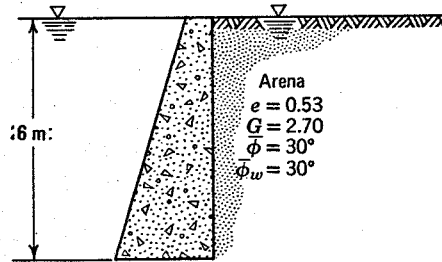


Fig. E23.2-1.

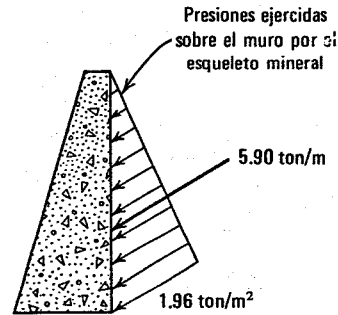


Fig. E23.2-2.

Solución:

$$\gamma_a = \left(\frac{1}{1.53} \right) (2.70) (1.0) = 1.77 \text{ ton/m}^3$$

$$\gamma_t = 1.77 + \frac{0.53}{1.53} (1.0) = 2.11 \text{ ton/m}^3$$

$$\gamma_b = 2.11 - 1.0 = 1.11 \text{ ton/m}^3$$

De la Fig. 13.18,

$$K_a = 0.295$$

$$\bar{P}_a = \frac{1}{2} (1.11) (6)^2 (0.295) = 5.90 \text{ ton/m}$$

Adviértase que este empuje es inclinado. La Fig. E23.2-2 da el vector suma de los esfuerzos normal y tangencial por unidad de superficie del muro.

Así pues, la sumersión del muro reduce el empuje neto del suelo sobre aquél¹. Sin embargo, más adelante estudiaremos casos en los que un relleno saturado es perjudicial.

Muro de retención parcialmente sumergido

Un caso más habitual es que el nivel freático esté por debajo de la superficie del terreno. El ejemplo 23.3 muestra este caso y estudia el equilibrio de una cuña tras el muro para el caso de muro sin fricción. Se supone que el suelo situado por encima del nivel freático está completamente seco.

De la forma de la ecuación 23.4 puede deducirse que el valor crítico de θ es el mismo para los casos de relleno seco o completamente sumergido. La ecuación 23.5 da el empuje resultante ejercido sobre el muro por el esqueleto

mineral. De la forma de la ecuación 23.5 puede deducirse que la presión efectiva sobre el muro aumenta K_a por unidad de longitud sobre el nivel freático y $\gamma_b K_a$ por unidad de longitud bajo dicho nivel.

Los problemas de un muro de trasdós inclinado, con o sin fricción, pueden también estudiarse mediante la ecuación 23.4, tomando el valor apropiado de K_a de la Fig. 13.18 como se indica en el ejemplo 23.4. Debido a que la distribución de presiones no es lineal con la profundidad, la fuerza resultante ejercida por el esqueleto mineral sobre el muro queda algo por encima del tercio inferior del muro.

Si se obtiene una solución más exacta para un relleno parcialmente sumergido, mediante el tanteo de superficies de falla curvas, se encontrará que la posición de la superficie de falla crítica varía algo con la profundidad de sumersión. Sin embargo, el empuje calculado no variará notablemente del indicado por la ecuación 23.4.

¹ Sin embargo, la resistencia al deslizamiento en la base del muro y la capacidad de carga del terreno de base también disminuyen,

► **Ejemplo 23.3. Análisis de un relleno parcialmente sumergido**

Según la Fig. E23.3

$$W = \frac{1}{2}\gamma_t(H')^2 \cot \theta + \gamma(H - H')H' \cot \theta + \frac{1}{2}\gamma(H - H')^2 \cot \theta$$

$$= \frac{1}{2}\gamma_t(H')^2 \cot \theta + \frac{1}{2}\gamma \cot \theta (H^2 - H'^2)$$

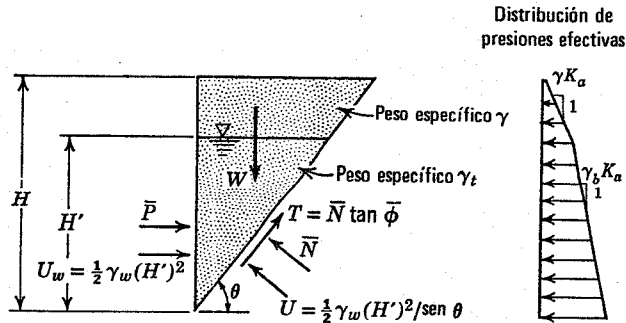


Fig. E23.3.

Suma de fuerzas verticales

$$W - T \sin \theta - \bar{N} \cos \theta - U \cos \theta = 0$$

$$\frac{1}{2}\gamma_t(H')^2 \cot \theta + \frac{1}{2}\gamma \cot \theta [H^2 - (H')^2] - \bar{N}(\cos \theta + \sin \theta \tan \bar{\phi}) - \frac{1}{2}\gamma_w(H')^2 \cot \theta = 0$$

$$\frac{1}{2}\gamma_b(H')^2 \cot \theta + \frac{1}{2}\gamma \cot \theta [H^2 - (H')^2] = \bar{N}(\cos \theta + \sin \theta \tan \bar{\phi})$$

Suma de fuerzas horizontales

$$\bar{P} + \frac{1}{2}\gamma_w(H')^2 - \bar{N} \sin \theta + T \cos \theta - \frac{1}{2}\gamma_w(H')^2 = 0$$

$$\bar{P} = \bar{N}(\sin \theta - \cos \theta \tan \bar{\phi})$$

$$\bar{P} = \left\{ \frac{1}{2}\gamma_b(H')^2 + \frac{1}{2}\gamma [H^2 - (H')^2] \right\} \cot \theta \tan (\theta - \bar{\phi}) \quad (23.4)$$

$$\bar{P}_a = \frac{1}{2} \{ \gamma_b(H')^2 + \gamma [H^2 - (H')^2] \} K_a$$

$$= \frac{1}{2} [\gamma H^2 - (\gamma - \gamma_b)(H')^2] K_a \quad (23.5) \blacktriangleleft$$

► **Ejemplo 23.4 Ejemplo de un muro de retención parcialmente sumergido**

Datos: El muro de retención de la Fig. E23.4

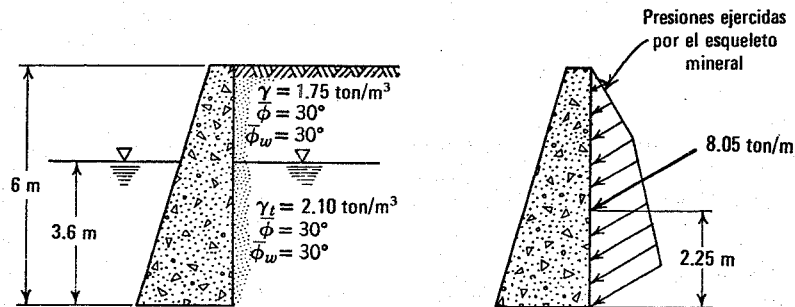


Fig. E23.4.

Problema: Calcular el empuje neto horizontal sobre el muro.

Solución: Utilizando los resultados del ejemplo 23.3

Presiones a 2.40 m. de profundidad = $(1.75)(2.4)(0.295) = 1.24 \text{ ton/m}^2$

Presión adicional en la base = $1.11(3.6)(0.295) = 1.18 \text{ ton/m}^2$

Fuerza resultante = $\frac{1}{2}[1.75(6)^2 - 0.64(3.6)^2] 0.295 = 9.25 - 1.20 = 8.05 \text{ ton/m de muro}$

Altura de la resultante = $\frac{9.25(6/3) - 1.20(1.2)}{8.05} = 2.25 \text{ m}$

Nivel freático suspendido en el relleno

Un caso muy problemático se plantea cuando el nivel freático se encuentra en posición elevada en el relleno pero no existe agua ejerciendo presión sobre la cara exterior del muro. Si por ejemplo, el muro de retención descansa sobre un estrato impermeable, el nivel freático en el relleno puede ascender hasta la superficie del mismo en un período de lluvia intensa y prolongada.

Este caso se ilustra en el ejemplo 23.5. El empuje ejercido por el esqueleto mineral es exactamente el mismo

muro para permitir que el agua escape de la capa drenante. Puede ser necesario un filtro (según se explicó en el capítulo 19) entre el relleno y el dren.

Para una lluvia en régimen establecido sobre la superficie del relleno la red de flujo está formada por líneas de flujo vertical y equipotenciales horizontales. Por consiguiente la presión intersticial será nula en todo el relleno. Así pues, los esfuerzos efectivos y los tangenciales deben estar en equilibrio con el peso total (es decir saturado) de la cuña de terreno. De aquí que el cálculo se hace exactamente de la misma forma que en el caso de un relleno

► **Ejemplo 23.5. Nivel freático suspendido en el relleno**

Datos: Muro de retención de la Fig. E23.5-1.

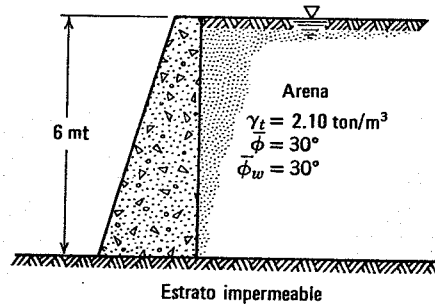


Fig. E23.5-1.

Problema: Calcular el empuje horizontal sobre el muro.

Solución:

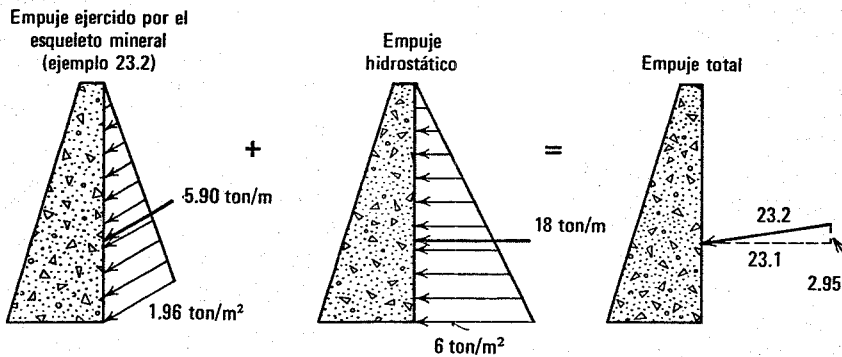


Fig. E23.5-2.

que en el ejemplo 23.2. Sin embargo, ahora existe un empuje neto mayor debido a la presión del agua. El empuje combinado es muy grande.

Relleno con dren inclinado

El ejemplo anterior hace resaltar la importancia de la colocación de drenes para reducir las presiones intersticiales en el relleno.

Una forma habitual de dren es la que aparece en la Fig. 23.8. Este dren se puede construir fácilmente sobre el terreno natural antes de colocar el relleno. El suelo utilizado para la capa drenante debe ser mucho más permeable que el relleno, debiendo dejarse agujeros a través del

seco, excepto en la sustitución del peso específico seco por el saturado:

$$\bar{P}_a = \frac{1}{2} \gamma_t H^2 K_a$$

Como la presión intersticial sobre el muro es nula, P_a es igual al empuje total sobre el muro. Así pues, un dren inclinado da lugar a una gran reducción en el empuje producido por un relleno saturado por la lluvia.

Debido a que la red de flujo es tan sencilla, este problema podía también haberse resuelto utilizando el peso específico sumergido, la fuerza de filtración y los esfuerzos efectivos periféricos. Como el gradiente vale la unidad la fuerza de filtración por unidad de volumen j es $1 \cdot \gamma_w = \gamma_w$ actuando hacia abajo. La suma del peso específi-

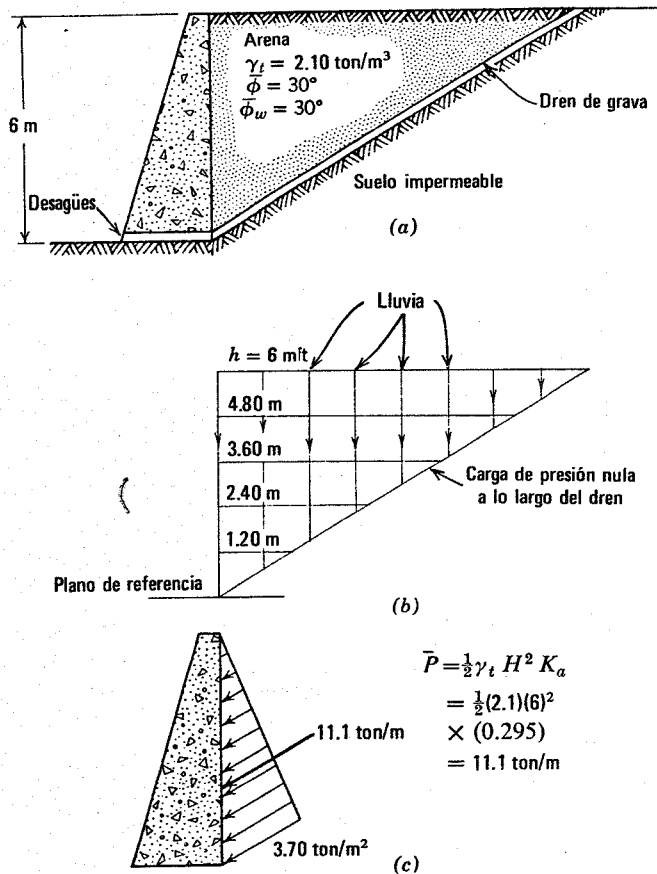


Fig. 23.8. Cálculo de un muro con dren inclinado en el relleno a) Disposición del dren. b) Red de filtración del agua de lluvia en el relleno. c) Presiones producidas sobre el muro por el esqueleto mineral.

co sumergido y la fuerza de filtración es igual al peso específico saturado. Se llega así al mismo sistema de fuerza descrito en el párrafo anterior.

Como el gradiente vale la unidad, el gasto por unidad de superficie de relleno es igual a k . El dren de grava y los agujeros de evacuación deben dimensionarse para permitir el paso de este gasto con una pérdida de carga despreciable. La lluvia necesaria para producir la saturación completa del relleno es también igual a k . Así pues, para una arena fina con una permeabilidad de $10^{-3} \text{ cm/segundo}$, se produciría un empuje activo de 11.1 t/m por efecto de una lluvia permanente de 36 mm/hora , lluvia intensa pero no frecuente. Para lluvias menores el empuje sería intermedio entre 9.25 ton/m (relleno seco) y 11.1 ton/m . El empleo de un relleno suficientemente permeable puede impedir la saturación, incluso bajo el aguacero más fuerte.

Relleno con dren vertical

Otra forma habitual de dren, junto con la red de flujo correspondiente a una lluvia intensa se muestra en la Fig. 23.9. No existe una solución matemática sencilla para este caso. Deben suponerse diversos contornos de la cuña, sumar las presiones intersticiales sobre estos contornos y calcular el empuje sobre el muro necesario para el equilibrio. La presión intersticial sobre el muro es nula a cual-

quier profundidad. El cálculo debe repetirse para diversas cuñas hasta que se encuentre la posición que dé el máximo empuje. Como existirán presiones intersticiales positivas a lo largo de todos los contornos supuestos, el empuje en el caso de un dren vertical será superior al del caso de dren inclinado. Esto se muestra en el ejemplo 23.6. La Fig. E23.6-2 muestra la red de flujo con más detalle que la Fig. 23.9. Como la presión intersticial es nula en todos los puntos del dren vertical, la carga total en el dren debe ser igual a la altura geométrica. Si existe la misma pérdida de carga entre equipotenciales sucesivas, estas equipotenciales deben estar a la misma distancia a lo largo del dren vertical.

Se indican algunos cálculos en la hipótesis de que la superficie de falla está inclinada 45° . La Fig. E23.6-3 y la tabla adjunta muestran la distribución de las presiones intersticiales sobre la superficie de falla supuesta y el cálculo de la presión intersticial resultante U sobre esta superficie. La Fig. E23.6-4 muestra el diagrama de fuerzas y una fórmula deducida de este diagrama para el empuje P . Para la superficie de falla a 45° , el empuje calculado resulta de 14.5 t por metro lineal de muro. En la Fig. E23.6-5 se han representado los resultados para diversos valores de θ . El máximo empuje se produce para un valor de θ de aproximadamente 45° .

El resultado correspondiente a este caso podría compararse con los demás resultados de la Tabla 23.1. Como podría esperarse, el empuje para el caso de dren vertical es superior al del caso de dren inclinado, pero sigue siendo mucho menor que el que existiría si no hubiera dren. Mientras que todos los demás casos de la Fig. 23.1 suponen una superficie de falla crítica inclinada unos 55° , el caso de dren vertical da lugar a una superficie de falla mucho más tendida. En este último caso, las presiones intersticiales aumentan con la distancia al muro, mientras que en todos los demás, la presión intersticial a cualquier profundidad es independiente de la distancia al muro.

La Fig. 23.10 muestra el mismo muro del ejemplo 23.2. Para el caso simplificado de un muro sin fricción, esta figura contiene el polígono de fuerzas para cada uno de los cuatro casos siguientes: relleno seco, relleno sumergido con agua en la cara exterior del muro, flujo vertical y dren vertical. En cada caso se supone que la superficie de falla forma un ángulo de 60° con la horizontal. Para los tres últimos casos se indican las fuerzas totales y la suma de las fuerzas sumergidas más las de filtración. El estudio de la Fig. 23.10 sirve para apreciar la influencia del agua sobre las fuerzas laterales que actúan sobre el muro.

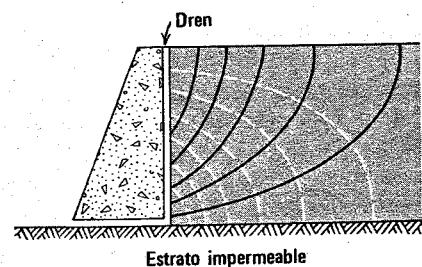


Fig. 23.9. Muro con dren vertical de trasdós.

► Ejemplo 23.6 Análisis de un relleno con dren vertical

El muro y el dren se indican en la Fig. E23.6-1. Los diversos pasos para obtener la solución aparecen en las Figs. 23.6-2 y E23.6-5.

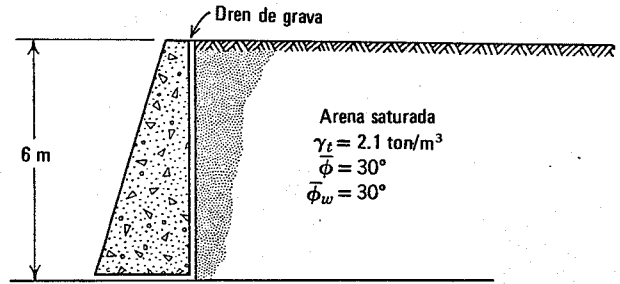


Fig. E23.6-1. Muro de retención con dren.

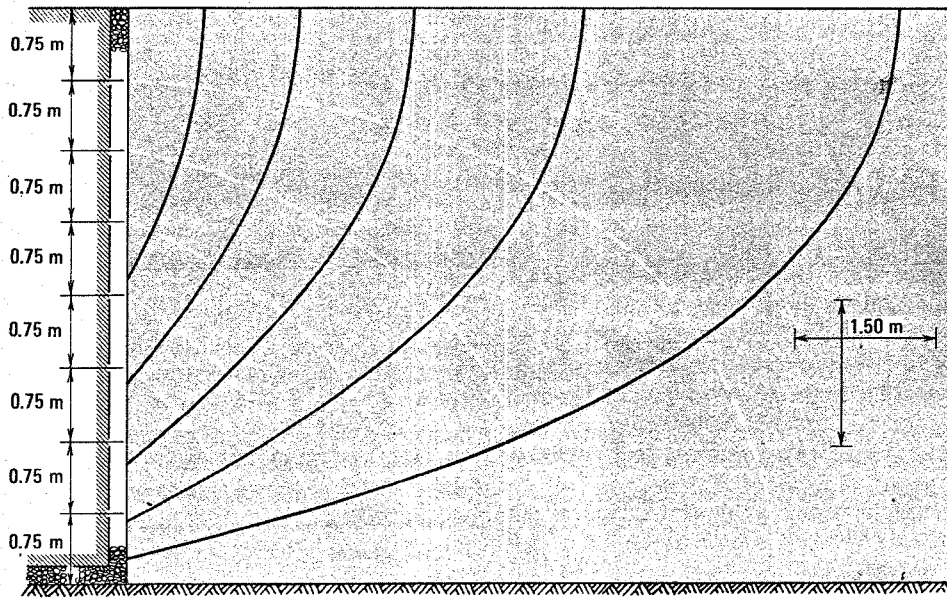


Fig. E23.6-2. Red de flujo en el caso de lluvia en régimen establecido.

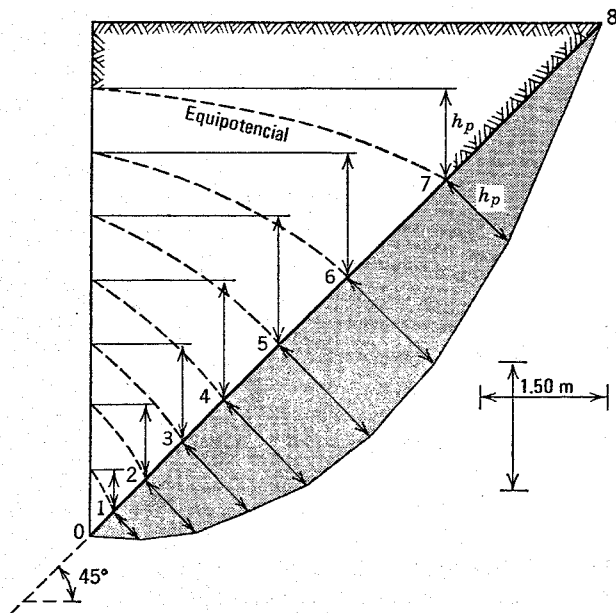


Fig. E23.6-3. Presiones intersticiales para $\theta = 45^\circ$

Punto	h_p (m)	Interno ΔL (m)	$(h_p)_{med} \Delta L$
0	0	0.36	0.08
1	0.45	0.51	0.34
2	0.90	0.63	0.65
3	1.17	0.69	0.90
4	1.44'	0.93'	1.39
5	1.53'	1.14'	1.71
6	1.47'	1.65'	2.10
7	1.05'	2.55'	1.34
8	0		8.51 m

Resultado de las presiones de agua = $8.51 \times 1 = 8.51 \text{ ton/m}$ de muro

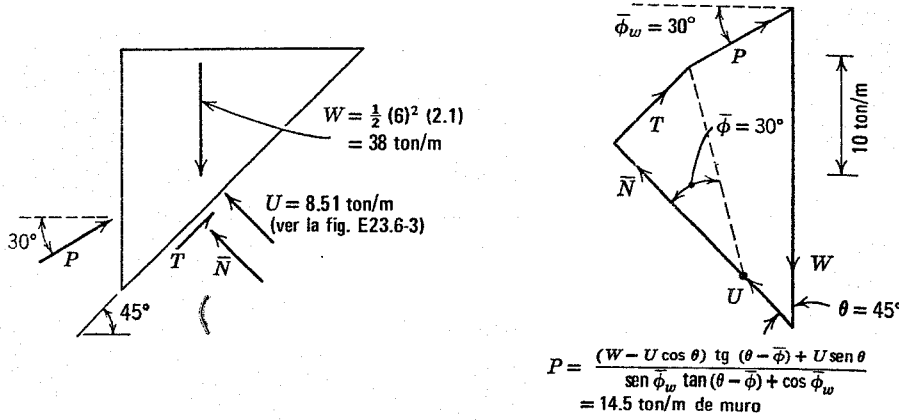


Fig. E23.6-4. Cálculo de la fuerza horizontal necesaria para el caso $\theta = 45^\circ$.

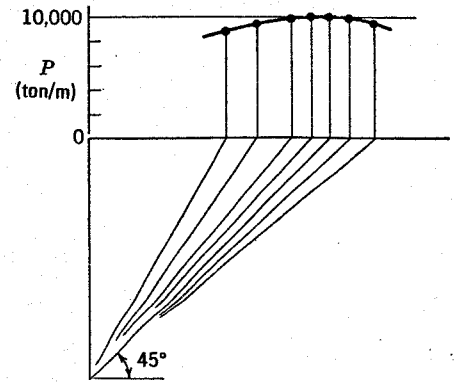


Fig. E23.6-5. Forma adecuada de representar los datos correspondientes a varios θ .

23.3 MUROS DE GRAVEDAD CON RELLENO COHESIVO

Lo dicho en la sección anterior es aplicable realmente a cualquier suelo sin cohesión en el origen. Como la mayoría de las arcillas normalmente consolidadas carecen de cohesión en el origen, la sección anterior también es aplicable a la mayoría de los suelos normalmente consolidados, al igual que a aquéllos que no tienen cohesión. En esta sección se consideran suelos que presentan una cohesión en el origen.

De entrada debe resaltarse que la mayoría de los muros de retención tienen rellenos sin cohesión ya que, a no ser que el muro esté adecuadamente drenado, pueden producirse presiones de agua muy elevadas. En el ejemplo 23.5 se vio que el empuje producido por el agua puede ser superior al del suelo. Se requieren dos condiciones para que el empuje de agua no se ejerza: a) un sistema de drenaje y b) un relleno de elevada permeabilidad. Por ello, cuando el proyectista puede elegir utiliza un relleno permeable (sin cohesión). Existen casos, sin embargo, en que debe utilizarse un suelo cohesivo.

En los siguientes párrafos se comentan una serie de casos ideales. Los ejemplos pretenden introducir y aclarar conceptos fundamentales. Las ecuaciones y métodos de cálculo raramente se emplean en problemas prácticos, pero el entendimiento de los conceptos fundamentales permitirá abordar de manera racional los casos prácticos.

Influencia de la cohesión sobre el empuje pasivo

Consideremos en primer lugar el caso en el que el nivel freático se encuentra en la superficie del relleno, como se indica en la Fig. 23.11. El empuje pasivo se ejerce tan lentamente que no se produce sobrepresión intersticial en el relleno. Se supone que no existen esfuerzos tangenciales entre el muro y el relleno.

Para estas condiciones tan sencillas, los esfuerzos en el interior del relleno son geostáticos y la magnitud de la presión horizontal a una profundidad cualquiera puede calcularse fácilmente mediante la construcción del círculo de Mohr (ver la Fig. 23.11). Las dos ramas de la envol-

vente de Mohr se prolongan hasta que cortan el eje de esfuerzos normales. Las distancias A y B se miden desde ese punto de intersección. Vemos que el cociente $B/A = N\phi$ es idéntico a K_p para un suelo sin cohesión y muro con fricción nula. Sin embargo, cuando existe cohesión $N\phi$ no es igual al cociente entre los esfuerzos efectivos vertical y horizontal. Expresando A y B en función de $\bar{\sigma}_1$, $\bar{\sigma}_3$ y $\bar{c} \cotg \phi$ obtenemos una expresión para $\bar{\sigma}_1 = \bar{\sigma}_h$ (ecuación 23.6). Esta expresión puede integrarse para obtener el empuje ejercido por el esqueleto mineral, añadiendo el empuje del agua para obtener el empuje total (ecuación 23.8).

El primer término de la ecuación 23.6 implica una variación lineal de esfuerzos con la profundidad mientras que el segundo término de esta ecuación supone un esfuerzo constante con la profundidad. El empuje resultante actuará, por tanto, en un cierto punto comprendido entre media altura y el tercio inferior, según la magnitud de \bar{c} .

Para una sobrecarga uniforme de magnitud q_s el empuje total será:

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma_w H^2 + \frac{1}{2} \gamma_b H^2 N_\phi + q_s H N_\phi + 2cH \sqrt{N_\phi} \quad (23.8a)$$

Tabla 23.1 Empujes activos en diversos casos

Caso	Referencia	Componente horizontal (ton/m)	Componente vertical (ton/m)
Completamente sumergido	Ex. 23.2	3,540	2,045
Seco	Ex. 13.8	5,630	3,250
Saturado con dren inclinado	Fig. 23.8	6,710	3,875
Saturado con dren vertical	Ex. 23.6	8,840	5,100
Saturado sin dren	Ex. 23.5	16,020	2,045

Nota. Para el caso completamente sumergido sólo se indica el empuje neto debido al esqueleto mineral.

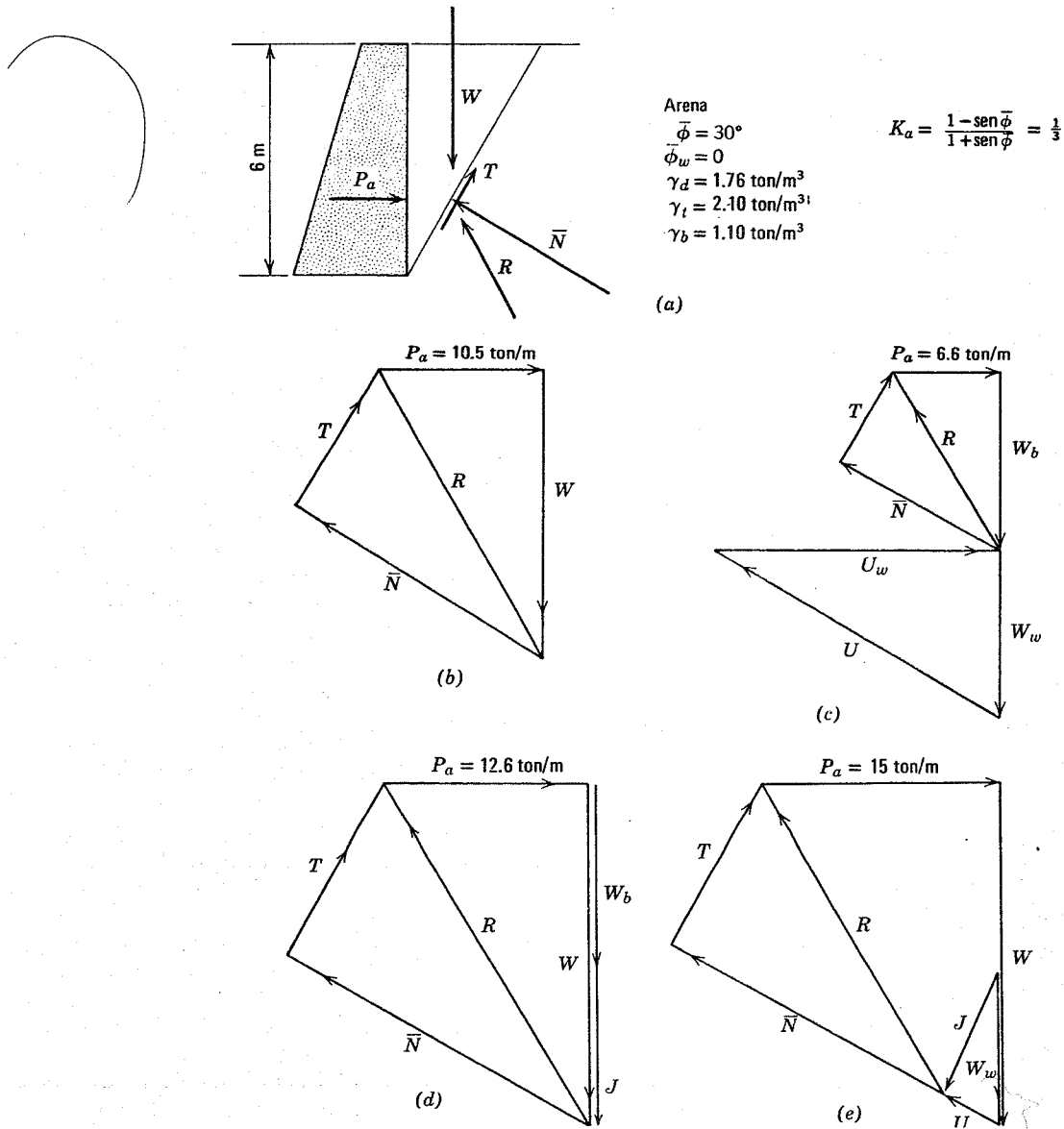


Fig. 23.10. Polígonos de fuerzas para varios casos. b) Terreno seco. c) Terreno sumergido. d) Filtración vertical. e) Drenaje vertical.

Solución por el método de la cuña

El problema puede también resolverse utilizando el método de Coulomb, tanteando diversas cuñas. Aunque los detalles de la solución son mucho más complicados, esta solución sirve para indicar cómo este método tan útil puede extenderse a problemas con cohesión.

Se procede igual que en el capítulo 13 y en la sección anterior. Se supone una posición de la superficie de deslizamiento estudiando la cuña de falla. Como no existe flujo, el cálculo de la parte de esfuerzos efectivos del empuje total puede realizarse utilizando el peso específico sumergido del suelo y los esfuerzos efectivos periféricos. La influencia de las presiones intersticiales periféricas se tiene en cuenta en su totalidad utilizando el peso específico sumergido.

En el ejemplo 23.7 se ha realizado el cálculo en la hipótesis de una superficie de falla plana. El esfuerzo tangencial en un punto cualquiera de la superficie de falla está dado por

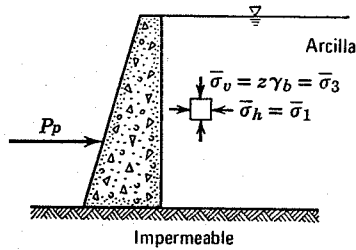
$$\tau = \bar{c} + \bar{\sigma} \tan \bar{\phi}$$

donde $\bar{\sigma}$ es el esfuerzo normal sobre la superficie de falla en ese punto. Consecuentemente, la fuerza tangencial total que actúa sobre la superficie de falla puede dividirse en dos partes:

$$C = \bar{c} \times \text{longitud de la superficie de falla}$$

$$T = \bar{N} \tan \bar{\phi}$$

La expresión resultante de \bar{P} es bastante complicada. Sin embargo, al obtener el mínimo de esta expresión respecto a θ , $\theta_{er} = 45^\circ - \bar{\phi}/2$ es exactamente el mismo



$$\frac{B}{A} = N_\phi = \frac{1 + \text{sen } \bar{\phi}}{1 - \text{sen } \bar{\phi}}$$

$$B = \bar{\sigma}_1 + \bar{c} \cot \bar{\phi}$$

$$A = \bar{\sigma}_3 + \bar{c} \cot \bar{\phi}$$

Combinando estas ecuaciones:

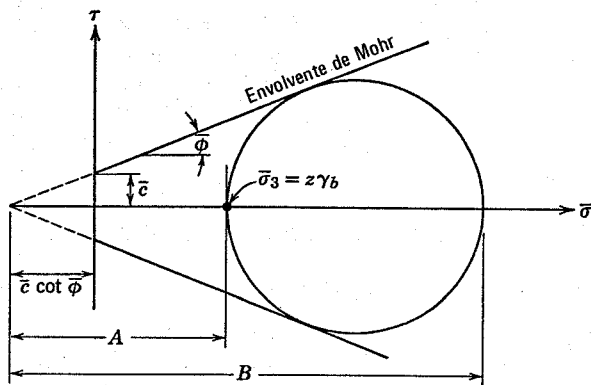
$$\bar{\sigma}_1 = \bar{\sigma}_3 N_\phi + \bar{c} \cot \bar{\phi} (N_\phi - 1)$$

Puede demostrarse que

$$\cot \bar{\phi} (N_\phi - 1) = 2 \sqrt{N_\phi}$$

De donde

$$\bar{\sigma}_1 = \gamma_b z N_\phi + 2\bar{c} \sqrt{N_\phi} \tag{23.6}$$



Presión efectiva sobre el muro

$$\bar{P}_p = \int_0^H \bar{\sigma}_1 dz$$

$$\bar{P}_p = \frac{1}{2} \gamma_b H^2 N_\phi + 2\bar{c} H \sqrt{N_\phi} \tag{23.7}$$

Empuje total sobre el muro

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma_w H^2 + \frac{1}{2} \gamma_b H^2 N_\phi + 2\bar{c} H \sqrt{N_\phi} \tag{23.8}$$

Fig. 23.11. Empuje pasivo en un suelo con cohesión.

que en el caso de no existir cohesión. Además, cuando se substituye $\theta = 45^\circ - \bar{\phi}/2$ en la ecuación 23.10, esta ecuación se reduce a la 23.7.

El ejemplo 23.8 muestra el empleo de las ecuaciones 23.6 y 23.7. Adviértase que el término que incluye \bar{c} contribuye de manera importante a la resistencia pasiva total, aunque \bar{c} sea de sólo 1 t/m². Sin embargo, el término que contiene \bar{c} aumenta sólo con la primera potencia de la altura del muro mientras que los demás términos aumentan proporcionalmente a H². Así pues, para una altura de muro de 6 m el término que contiene \bar{c} carecería relativamente de importancia.

Importancia de las tensiones capilares

En general, el nivel freático no se encontrará en la superficie del relleno sino, más bien, a una cierta profundidad bajo la misma. Con un relleno arcilloso el suelo inmediatamente por encima del nivel freático estará saturado por efecto capilar, existiendo un grado de saturación elevado hasta la superficie del terreno. Una aproximación útil al caso real puede obtenerse suponiendo que el suelo está completamente saturado hasta la superficie del terreno.

La Fig. 23.12 deduce una expresión para el empuje pasivo que puede soportar un muro en este caso simplificado. El cálculo sigue el proceso indicado en la Fig. 23.11. La presión efectiva vertical es:

$$\bar{\sigma}_v = \bar{\sigma}_3 = z\gamma_t - (z - D)\gamma_w$$

Por encima del nivel freático la presión intersticial es negativa y la presión efectiva es superior a la total. Por tanto, la expresión de la presión efectiva horizontal contiene un término extra correspondiente a la tensión capilar en el punto considerado.

La forma de la resultante de las presiones horizontales totales o de la resistencia pasiva total muestra que el efecto de las tensiones capilares consiste en la introducción de una cohesión aparente de valor $D\gamma_w \tan \phi$. El ejemplo 23.9 muestra la importancia de esta cohesión aparente.

Mientras que la ecuación 23.14 es una forma conveniente para el cálculo, el significado de cada término de esta ecuación puede no ser tan evidente. El primer término no es exactamente el empuje del agua intersticial ya que parte del efecto de la cohesión aparente está incluido en este término. El ejemplo 23.9 muestra la variación real de las presiones efectivas sobre el muro, que se han vuelto a calcular mediante la ecuación 23.13.

El ejemplo 23.9 supone que las tensiones capilares por encima del nivel freático son capaces de ejercer una tracción hacia la derecha sobre el muro. Aunque no hay duda de que las tensiones capilares actúan en el interior del terreno comunicando al suelo la resistencia supuesta en el ejemplo, existe cierta duda sobre si estas tensiones pueden actuar sobre el muro. Si se supone que no existen tales tensiones sobre el muro, se llegaría a la conclusión de que el empuje ejercido podría aumentar ligeramente.

Rellenos de arcilla normalmente consolidada

Si el relleno es de una arcilla normalmente consolidada y el nivel freático está en la misma superficie del relleno, la arcilla superficial tendrá una resistencia al corte nula y el empuje sobre un muro de retención será exactamente el mismo ejercido por una arena del mismo peso y ángulo de fricción. En general, sin embargo, el nivel freático estará por debajo de la superficie y existirán tensiones capilares en el agua intersticial del relleno, dando lugar así a una cohesión aparente. Debido a que una arcilla normalmente consolidada sufre una gran variación de volumen al comprimirse o romperse, será necesaria una gran deformación horizontal para movilizar completamente la resistencia pasiva de un relleno normalmente consolidado, como se comentó en la sección 23.1.

► Ejemplo 23.7 Otra solución para el empuje pasivo en un suelo con cohesión

Deducir la ecuación del empuje pasivo considerando el equilibrio de la cuña de la Fig. E23.7.

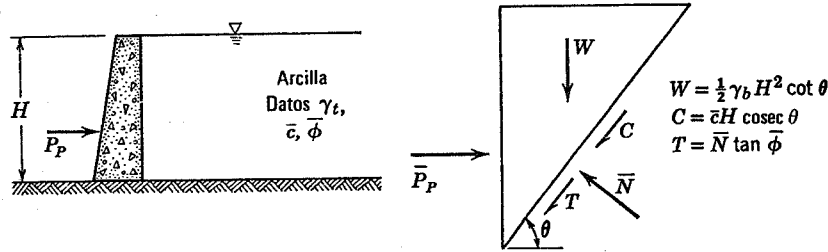


Fig. E23.7.

Condiciones de equilibrio:

$$\Sigma V = 0:$$

$$W + C \operatorname{sen} \theta + T \operatorname{sen} \theta - \bar{N} \cos \theta = 0$$

$$\frac{1}{2} \gamma_b H^2 \cot \theta + \bar{c} H - \bar{N} (\cos \theta - \operatorname{sen} \theta \tan \bar{\phi}) = 0$$

$$\bar{N} = \frac{\frac{1}{2} \gamma_b H^2 \cot \theta + \bar{c} H}{\cos \theta - \operatorname{sen} \theta \tan \bar{\phi}} \quad (23.9)$$

$$\Sigma H = 0:$$

$$\bar{P} - \bar{N} \operatorname{sen} \theta - T \cos \theta - C \cos \theta = 0$$

$$\bar{P} = \bar{N} (\operatorname{sen} \theta + \cos \theta \tan \bar{\phi}) + \bar{c} H \cot \theta$$

$$\bar{P} = \frac{1}{2} \gamma_b H^2 \cot \theta \tan (\theta + \bar{\phi}) + \bar{c} H [\cot \theta + \tan (\theta + \bar{\phi})] \quad (23.10)$$

Haciendo mínima la expresión de P

$$\frac{\partial \bar{P}}{\partial \theta} = \frac{(\frac{1}{2} \gamma_b H^2 \tan \bar{\phi} - \bar{c} H) (\operatorname{sen} 2\theta \tan \bar{\phi} - \cos 2\theta)}{[\operatorname{sen} \theta (\cos \theta - \operatorname{sen} \theta \tan \bar{\phi})]^2} = 0 \quad (23.11)$$

Como en el caso de un material sin cohesión, la ecuación 23.11 se satisface cuando

$$(\operatorname{sen} 2\theta \tan \bar{\phi} - \cos 2\theta) = -\frac{1}{\cos \bar{\phi}} [\cos (2\theta + \bar{\phi})] = 0; \quad 2\theta + \bar{\phi} = 90^\circ$$

$$\theta_{cr} = 45^\circ - \frac{\bar{\phi}}{2} \quad (23.12)$$

Substituyendo θ_{cr} en la ecuación 23.10 y utilizando relaciones trigonométricas

$$\begin{aligned} \bar{P}_p &= \frac{1}{2} \gamma_b H^2 \frac{1 + \operatorname{sen} \bar{\phi}}{1 - \operatorname{sen} \bar{\phi}} + 2\bar{c} H \sqrt{\frac{1 + \operatorname{sen} \bar{\phi}}{1 - \operatorname{sen} \bar{\phi}}} \\ &= \frac{1}{2} \gamma_b H^2 N_\phi + 2\bar{c} H \sqrt{N_\phi} \end{aligned} \quad (23.7) \blacktriangleleft$$

Influencia de la cohesión sobre el empuje activo

Para el caso de empuje activo, suponiendo que no existen esfuerzos tangenciales entre el muro y el relleno, las ecuaciones de la presión efectiva horizontal, la presión total y el empuje total sobre la estructura de retención son:

$$\bar{\sigma}_h = \bar{\sigma}_3 = \frac{z\gamma_b}{N_\phi} + \frac{D\gamma_w}{N_\phi} - 2\bar{c} \sqrt{\frac{1}{N_\phi}} + \frac{q_s}{N_\phi} \quad (23.15)$$

$$\begin{aligned} \sigma_h = \sigma_3 &= z\gamma_w + \frac{z\gamma_b}{N_\phi} \\ &\quad - 2(\bar{c} + D\gamma_w \tan \bar{\phi}) \sqrt{\frac{1}{N_\phi}} + \frac{q_s}{N_\phi} \end{aligned} \quad (23.16)$$

$$\begin{aligned} P_a &= \frac{1}{2} \gamma_w H^2 + \frac{\frac{1}{2} \gamma_b H^2}{N_\phi} \\ &\quad - 2(\bar{c} + D\gamma_w \tan \bar{\phi}) H \sqrt{\frac{1}{N_\phi}} + \frac{q_s H}{N_\phi} \end{aligned} \quad (23.17)$$

► Ejemplo 23.8. Empuje pasivo de un relleno saturado

Determinese la resistencia pasiva en el caso del muro y el relleno de la Fig. E23.8-1.

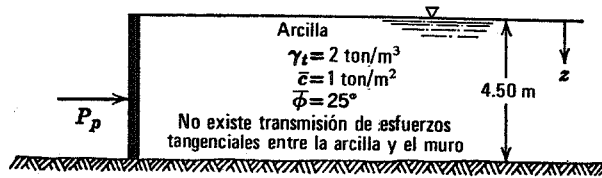


Fig. E23.8-1.

Solución:

$$P_p = \frac{1}{2}\gamma_w H^2 + \frac{1}{2}\gamma_b H^2 \frac{1 + \text{sen } \bar{\phi}}{1 - \text{sen } \bar{\phi}} + 2\bar{c}H \sqrt{\frac{1 + \text{sen } \bar{\phi}}{1 - \text{sen } \bar{\phi}}}$$

$$= 10.12 + 10.12(2.46) + 9 \sqrt{2.46}$$

$$= 10.12 + 24.9 + 14.1 = 49.1 \text{ ton/m de muro}$$

$$\bar{x} = \frac{10.12(1.5) + 24.9(1.5) + 14.1(2.25)}{49.1}$$

$$= 1.73 \text{ m}$$

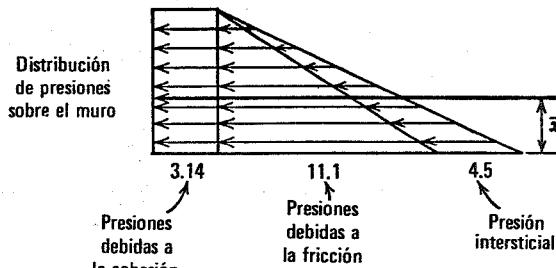


Fig. E23.8-2.

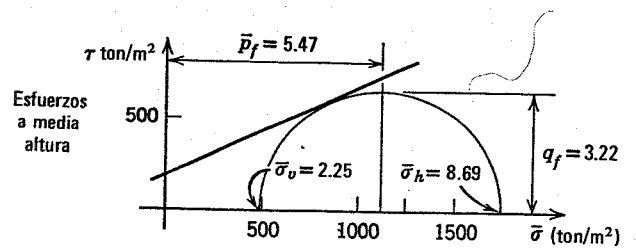
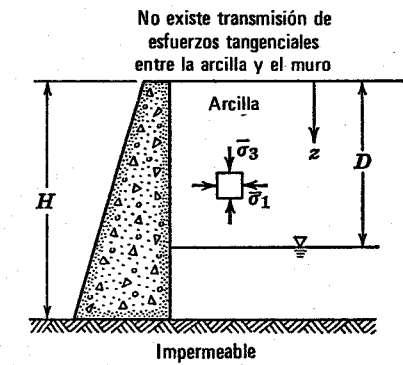


Fig. E23.8-3.

La distribución de presiones normales correspondiente a las diversas componentes del empuje se indica en la Fig. E23.8-2. El círculo de Mohr de los esfuerzos a media altura se da en la Fig. E23.8-3.



$$\bar{\sigma}_3 = z\gamma_t + (D - z)\gamma_w = z\gamma_b + D\gamma_w$$

Ver la Fig. 23.11

$$\bar{\sigma}_1 = \bar{\sigma}_3 N_\phi + 2\bar{c}\sqrt{N_\phi}$$

$$= z\gamma_b N_\phi + D\gamma_w N_\phi + 2\bar{c}\sqrt{N_\phi} \quad (23.13)$$

$$\sigma_1 = \bar{\sigma}_1 - (D - z)\gamma_w$$

$$= z\gamma_w + z\gamma_b N_\phi + D\gamma_w(N_\phi - 1) + 2\bar{c}\sqrt{N_\phi}$$

$$N_\phi - 1 = \frac{1 + \text{sen } \bar{\phi}}{1 - \text{sen } \bar{\phi}} - 1 = \frac{2 \text{sen } \bar{\phi}}{1 - \text{sen } \bar{\phi}} = 2 \tan \bar{\phi} \frac{\cos \bar{\phi}}{1 - \text{sen } \bar{\phi}}$$

$$= 2 \tan \bar{\phi} \sqrt{\frac{1 + \text{sen } \bar{\phi}}{1 - \text{sen } \bar{\phi}}} = 2 \tan \bar{\phi} \sqrt{N_\phi}$$

De donde

$$\sigma_1 = z\gamma_w + z\gamma_b N_\phi + 2(\bar{c} + D\gamma_w \tan \bar{\phi})\sqrt{N_\phi}$$

$$P_p = \frac{1}{2}\gamma_w H^2 + \frac{1}{2}\gamma_b H^2 N_\phi + 2(\bar{c} + D\gamma_w \tan \bar{\phi})H\sqrt{N_\phi} \quad (23.14)$$

Fig. 23.12. Empuje pasivo en el caso de saturación capilar del relleno.

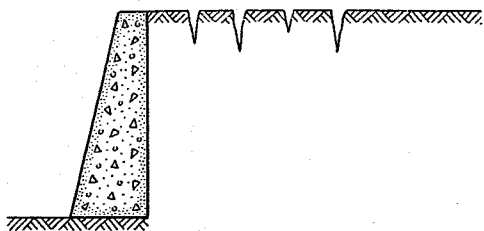


Fig. 23.13. Grietas de tensión en un relleno cohesivo.

Las ecuaciones 23.15 y 23.17 se han deducido de las ecuaciones 23.13 y 23.14 substituyendo $N\phi$ por $1/N\phi$, cambiando el signo del tercer término y añadiendo el término final (ver el capítulo 13) que corresponde a la influencia de una sobrecarga uniforme. Adviértase que el primer término de la ecuación 23.17 no es simplemente el empuje ejercido por el agua intersticial, sino que también incluye un efecto de cohesión aparente. Estas ecuaciones se pueden aplicar a problemas en los que el muro de retención se desplaza tan lentamente que no existen sobrepresiones intersticiales en el relleno.

El ejemplo 23.10 presenta el cálculo del empuje activo y de la correspondiente distribución de presiones sobre el muro para un problema en el que el nivel freático se supone en la superficie del relleno.

El problema de las grietas de tensión

En el ejemplo anterior, el esfuerzo ejercido por el esqueleto mineral sobre el muro es de tensión en la parte superior del mismo. Además, el esfuerzo horizontal efectivo es de tensión en toda la parte superior del relleno. Parece bastante improbable que el esqueleto mineral de un suelo pueda soportar tensiones, al menos durante un período prolongado de tiempo. Por tanto existe una tendencia a la apertura de *grietas de tensión* en la superficie del relleno situado tras un muro de retención (ver la Fig. 23.13). Estas grietas de tensión están asociadas con la deformación horizontal inherente al estado de presión lateral activa. No constituyen un problema en el caso de empuje pasivo debido a que existe una compresión horizontal.

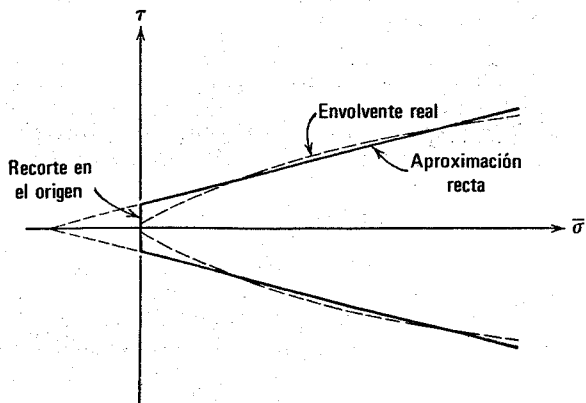


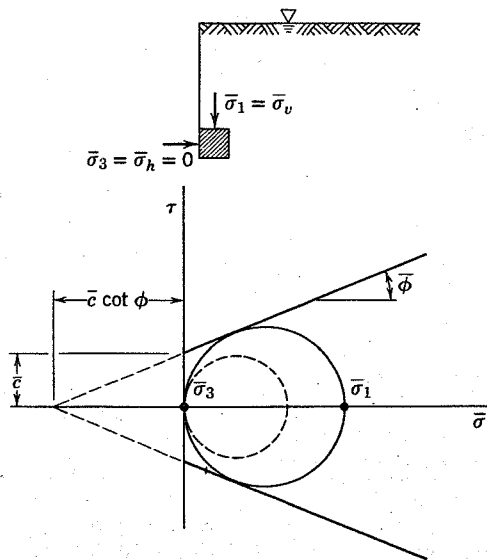
Fig. 23.14. Recorte en el origen de la envolvente de Mohr indicando que el suelo no resiste tensiones.

La envolvente de falla real para una arcilla sobreconsolidada es curva y pasa por el origen o muy cerca de él. Sin embargo, la envolvente recta utilizada como aproximación de la envolvente real puede pasar apreciablemente por encima del origen. Para conservar la precisión en el método aproximado resulta necesario interrumpir la envolvente de falla recta en el origen (ver la Fig. 23.14). Con esta modificación de la envolvente el esqueleto del suelo será incapaz de resistir tensiones.

Resulta necesario ahora modificar el método de cálculo utilizado para determinar el empuje activo. Para hacer esto, calculemos en primer lugar la altura máxima con la que un corte vertical de terreno puede mantenerse. Este problema se estudia en la Fig. 23.15

El círculo de línea continua de la figura es el de mayor diámetro que puede dibujarse con $\bar{\sigma}_3 = 0$. Utilizando la ecuación del mayor círculo que puede encajarse dentro de una envolvente de Mohr inclinada, se puede encontrar el mayor valor de $\bar{\sigma}_1$ que puede resistirse con $\bar{\sigma}_3 = 0$. Expresando $\bar{\sigma}_1$ en función del peso específico y la profundidad, se puede, por último, encontrar la altura máxima posible de un terreno sin contención que es también la máxima profundidad posible de las grietas de tensión. El círculo de trazos en la figura indica el estado de esfuerzos que debe existir a profundidades más superficiales. Así pues, solamente una parte de la cohesión puede movilizarse a profundidades superficiales si no existen tensiones horizontales.

Volviendo ahora al método de la cuña, descompongamos la cuña de falla en dos partes, como se indica en la



$$\frac{\bar{c} \cot \bar{\phi}}{\bar{\sigma}_1 + \bar{c} \cot \bar{\phi}} = \frac{1 - \sin \bar{\phi}}{1 + \sin \bar{\phi}}$$

Resolviendo:

$$\bar{\sigma}_1 = 2\bar{c}\sqrt{N_\phi}$$

Como

$$\bar{\sigma}_1 = \gamma_b z_c$$

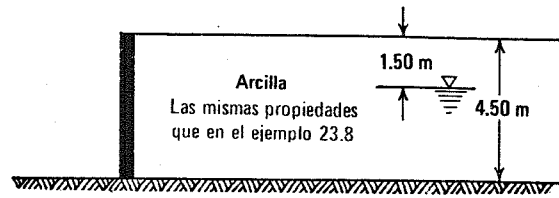
$$z_c = \frac{2\bar{c}\sqrt{N_\phi}}{\gamma_b}$$

$$(23.18)$$

Fig. 23.15. Profundidad de las grietas de tensión.

► Ejemplo 23.9. Empuje pasivo con saturación capilar del relleno

Dado el relleno y el nivel freático de la Fig. E23.9-1, determínese la resistencia pasiva total.



Cohesión total = cohesión real + cohesión aparente

$$= 1 + (1.5)(1)(\tan 25^\circ) = 1 + 0.7 = 1.7 \text{ ton/m}^2$$

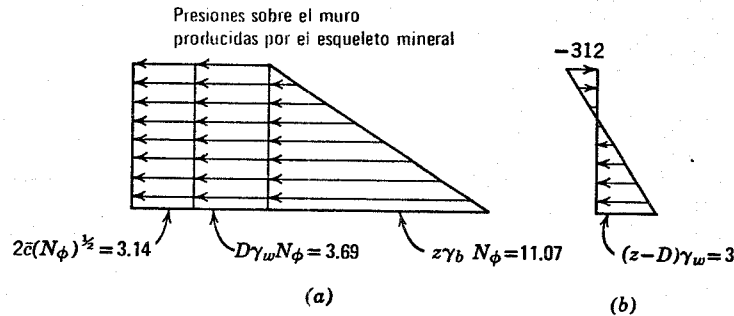
De la ecuación 23.14

$$P_p = 10.15 + 24.9 + 2(1.7)(4.5)\sqrt{2.46}$$

$$= 10.15 + 24.9 + 24 = 59 \text{ ton/m}$$

Fig. E23.9-1.

Los esfuerzos se representan en la Fig. E23.9-2.



Esfuerzos a media altura (ton/m²)

$\sigma_v = 4.50$	$\sigma_h = 13.11$
$u = 0.75$	$\bar{\sigma}_h = 12.36$
$\bar{\sigma}_v = 3.75$	$q_f = 4.30$
	$\bar{p}_f = 8.05$

Fig. E23.9-2. a) Presiones sobre el muro producidas por el esqueleto mineral (ton/m²); ver la Ec.23.13. b) Presiones producidas por el agua intersticial.

Fig. 23.16. Se supone que no existen presiones horizontales efectivas sobre la línea *KL*: es decir, esta línea es una grieta de tensión. La resistencia por cohesión y fricción según *JL* es estrictamente suficiente para permitir que la cuña *JKL* se mantenga por sí misma. En el punto 4 se moviliza completamente la resistencia cohesiva, pero en puntos comprendidos entre *L* y *J* la movilización de la resistencia por cohesión es menor. La resistencia por cohesión y fricción según *LM*, junto con el empuje sobre *IM*, deben ser suficientes para mantener la cuña *IKLM* en equilibrio.

Por supuesto la cuña *IJM* debe estar también en equilibrio. El sistema de fuerzas que actúa sobre esta cuña es

el mismo utilizado para deducir la ecuación 23.16, excepto con la diferencia de que la cohesión media sobre *JM* es

$$\bar{c} \left(1 - \frac{z_c}{2H}\right)$$

en lugar de \bar{c} . Así pues, podemos utilizar la ecuación 23.17 para obtener el empuje necesario para el equilibrio:

$$P_a = \frac{1}{2}\gamma_w H^2 + \frac{\frac{1}{2}\gamma_b H^2}{N_\phi} - 2\bar{c} \left(H - \frac{z_c}{2}\right) \sqrt{\frac{1}{N_\phi}} \quad (23.19)$$

► Ejemplo 23.10. Empuje activo de un relleno en cohesión

Datos: El muro del ejemplo 23.8

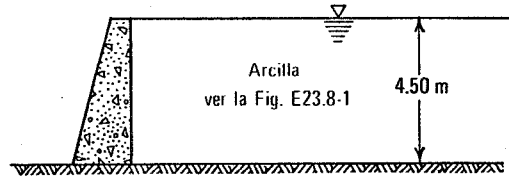


Fig. E23.10-1

Problema: Calcular el empuje activo.

Solución: El empuje total es

$$P_a = 10.15 + \frac{10.15}{2.46} - \frac{9}{\sqrt{2.46}}$$

$$= 10.15 + 4.13 - 5.75 = 8.5 \text{ ton/m}$$

La distribución de esfuerzos y el círculo de Mohr para los esfuerzos a media altura aparecen en la Fig. E23.10-2.

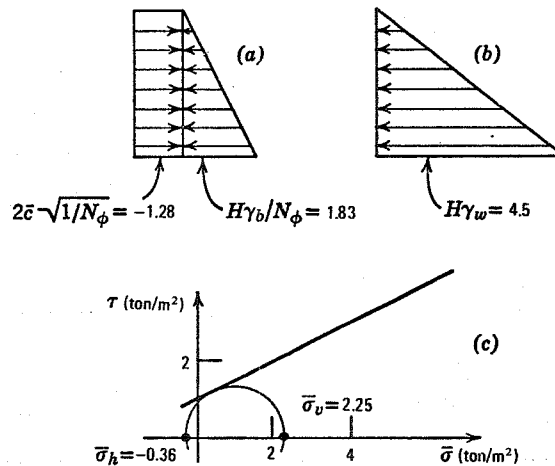


Fig. E23.10-2. a) Presiones sobre el muro producidas por el esqueleto mineral. (Kg/cm²). b) Presiones producidas por el agua intersticial. c) Esfuerzos a media altura.

El empuje y la distribución de presiones sobre el muro del ejemplo 23.10 se han vuelto a calcular en el ejemplo 23.11 teniendo en cuenta la influencia de las grietas de

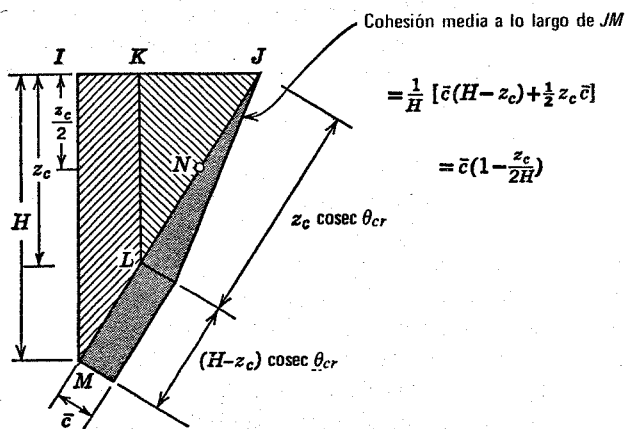


Fig. 23.16. Cuña de rotura con grieta de tensión.

tensión. El empuje activo ha aumentado por este efecto en un 20% respecto al valor calculado en el ejemplo 23.10. La influencia de las grietas de tensión es muy importante en problemas de empuje activo. Si el nivel freático se encuentra realmente en la superficie del relleno es muy poco probable que se puedan observar en la realidad grietas de tensión pero, de todos modos, el método anterior sirve para considerar el hecho de que el relleno no puede resistir tensiones horizontales.

Nivel freático por debajo de la superficie del terreno

En el ejemplo 23.12 se calcula el empuje activo ejercido por un relleno con una cohesión aparente debida a tensiones capilares. Si se despreciara la cohesión aparente en este ejemplo (lo que sería equivalente a que el nivel freático coincidiera con la superficie del terreno) el empuje activo sería de 6.35 ton/m: 2.5 veces el valor calculado.

Existe cierta duda sobre si estas tensiones capilares pueden ejercerse sobre el muro de retención. Además, parece

► Ejemplo 23.11. Cálculo del empuje activo considerando una grieta de tensión

Con los datos del ejemplo 23.10
 La profundidad de la grieta de tensión es

$$z_c = \frac{2(1) \sqrt{2.46}}{1} = 3.13 \text{ m}$$

Por lo cual

$$\text{cohesión media movilizada} = 1 \left(1 - \frac{3.13}{9} \right) = 0.65 \text{ ton/m}^2$$

$$P_a = 10.15 + 4.13 - 3.73 = 10.55 \text{ ton/m de muro}$$

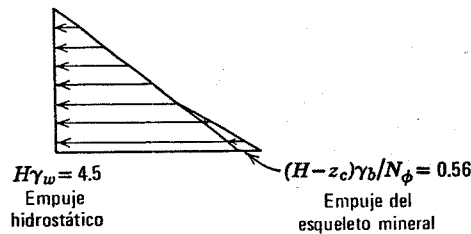


Fig. E23.11-1. Distribución de presiones sobre el muro.

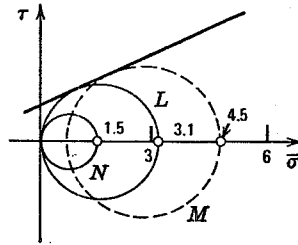


Fig. E23.11-2. Círculos de Mohr de varios puntos.

probable que el efecto en el interior del terreno de estas tensiones capilares puede ser destruido parcialmente al desarrollarse las grietas de tensión.

El ejemplo 23.13 muestra un método de cálculo posible que tiene en cuenta las grietas de tensión (aunque también permite ciertas tensiones capilares sobre el muro). En este caso, el criterio referente a la profundidad de la grieta de tensión es que la presión horizontal *total* debe ser nula; es decir, la grieta se mantiene completamente abierta y la presión horizontal efectiva es igual a la tensión capilar. El primer paso en el cálculo es encontrar la profundidad de la grieta de tensión z_c . A esta profundidad, $\sigma_h = 0$ con movilización total de la resistencia por fricción. Por debajo, es necesaria una presión horizontal aunque se movilice completamente la fricción. Por efecto de esta grieta de tensión el empuje activo aumenta de 2.43 a 3.03 ton/m, un aumento de aproximadamente el 25%.

Otro método de cálculo posible supone que no pueden existir tensiones capilares sobre el muro y, en este caso, además del empuje calculado en el ejemplo 23.13, debe añadirse una fuerza correspondiente a las tensiones entre las profundidades 0.93 y 2.40 m.

$$P_a = 3.03 + \frac{1}{2} (1.47)^2 (1) = 3.03 + 1.18 = 4.21 \text{ ton/m}$$

La Tabla 23.2 resume los resultados obtenidos en las diversas versiones del ejemplo 23.12. Adviértase que las tensiones capilares entran en el problema en dos formas: a) ejerciendo una tensión sobre el muro; y b) modificando los esfuerzos efectivos en el interior del terreno. Existe cierta duda sobre la presencia del primer efecto pero no puede discutirse la importancia del segundo. Los ejemplos 23.12 y 23.13 hacen evidente que la cohesión aparente desempeña un papel importante en el proyecto de muros de retención con rellenos con un contenido de arcilla importante. Sin embargo, en la práctica real es muy difícil estimar la magnitud de la cohesión aparente. Además la magnitud de esta cohesión variará ampliamente a lo largo del año como resultado de las lluvias, etc. Se comprende fácilmente por qué los ingenieros prefieren evitar los rellenos cohesivos en lo posible y ser conservadores en el dimensionamiento del muro cuando no hay más remedio que recurrir a estos rellenos. Aunque los cálculos correspondientes a los ejemplos 23.12 y 23.13 pueden tener una utilización limitada en la práctica, sirven para poner de manifiesto las consideraciones necesarias para hacer estimaciones razonables de la resistencia al corte de rellenos cohesivos.

► Ejemplo 23.12. Empuje activo ejercido por un relleno con cohesión aparente.

Datos: El muro de retención y el relleno de la Fig. E23.12-1.

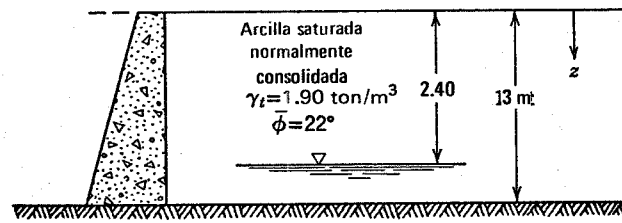


Fig. E23.12-1.

Problema: Calcular el empuje activo suponiendo que el agua intersticial puede soportar tensiones.

Solución:

$$\text{Cohesión aparente} = (2.40)(1) \tan 22^\circ = 0.97 \text{ ton/m}^2$$

Empuje activo:

$$P_a = \frac{1}{2} (1) (3)^2 + \frac{1}{2} (0.9) (3)^2 (0.455) - (2) (0.97) (3) \sqrt{0.455}$$

$$= 4.50 + 1.85 - 3.92 = 2.43 \text{ ton/m}$$

La Fig. E23.12-2 muestra la distribución de presiones, mientras que la Fig. E23.12-3 presenta el círculo de Mohr correspondiente a las presiones a la mitad de la altura.

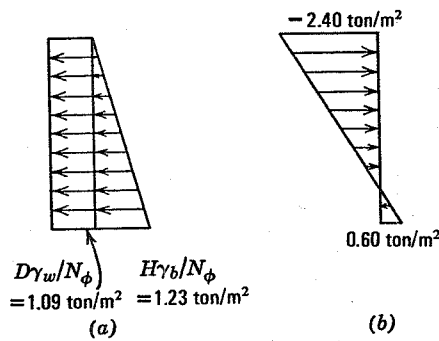


Fig. E23.12-2. a) Presiones ejercidas sobre un muro por el esqueleto mineral (Ec. 23.15) b) Presiones intersticiales sobre el muro.

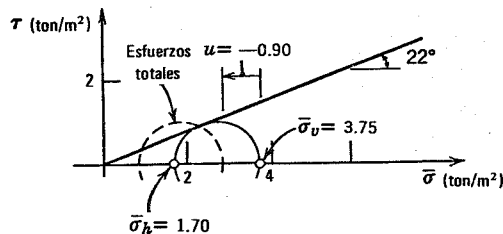


Fig. E23.12-3. Estado de esfuerzos a media altura.

23.4 TABLESTACADOS ANCLADOS

Los principios de los tablestacados anclados sosteniendo rellenos secos, que se indicaron en la sección 13.8, también se aplican cuando estos rellenos están saturados. Debido a que los tablestacados suelen ser obras de defensa en zonas acuáticas, la influencia de las presiones intersticiales sobre el muro suele tener bastante importancia. Al igual que sucedía con los muros de gravedad, la presión del agua puede hacer aumentar mucho el empuje lateral sobre el tablestacado. La Fig. 23.17 muestra la distribución de presiones laterales en dos casos: a) terreno sumergido, con el nivel freático a la misma cota por ambas caras del tablestacado, y b) nivel freático suspendido con un desnivel de 1.50 m. El primer caso se presenta cuando existe un buen drenaje del relleno y a través de la pantalla. El

Tabla 23.2. Influencia de las tensiones capilares sobre el empuje activo (para las condiciones indicadas en el ejemplo 23.12)

Hipótesis	Empuje (ton/m de muro)
1. No existen tensiones capilares sobre el muro ni en el suelo (nivel freático en la superficie del terreno)	4520
2. Grietas de tensión en el suelo. No existen tensiones capilares sobre el muro	3000
3. Grietas de tensión en el suelo. Tensiones capilares en el muro bajo las grietas de tensión	2210
4. Tensiones capilares en toda la altura del muro	1800

segundo caso se plantea en un terreno arcilloso y con un nivel de agua variable por la parte exterior como puede ser la oscilación de la marea. La Fig. 23.17 muestra que esta diferencia de niveles puede dar lugar a un empuje lateral importante sobre el muro. Recuérdese que el valor de K para el agua es 1 ya que no tiene resistencia al corte y por tanto una pequeña diferencia en los niveles de agua sobre una estructura de retención puede dar lugar a un empuje hidrostático grande. Este ejemplo muestra también la gran importancia del drenaje del relleno.

El diagrama de presiones hidrostáticas de la Fig. 23.17 se basa en el caso de que no exista flujo de agua. Esta es una hipótesis habitual en el proyecto de muros. La filtración se producirá, sin embargo, a no ser que exista una capa impermeable en la base del muro. Realmente debería determinarse la red de flujo calculando a partir de ella la distribución de presiones de agua, tal como se hizo en el ejemplo 18.1. En el ejemplo 18.1 se advertía que la filtración bajo el muro daba lugar a una presión neta de agua más baja en la parte interior del muro que en el caso estático.

La distribución de presiones efectivas obtenida se basa en una movilización completa de la resistencia al corte: el suelo en ambas caras de la pantalla está en estado de falla.

Además de dimensionar la pantalla para absorber las presiones laterales el ingeniero debe comprobar la estabilidad de la misma respecto a una falla por corte en el suelo de base. Además el ingeniero debe cuidar de situar el punto de anclaje suficientemente lejos del muro para quedar fuera de la superficie de falla crítica.

23.5 RESUMEN DE PUNTOS PRINCIPALES

1. La presión activa es la presión lateral mínima y existe cuando la resistencia al corte del suelo está total-

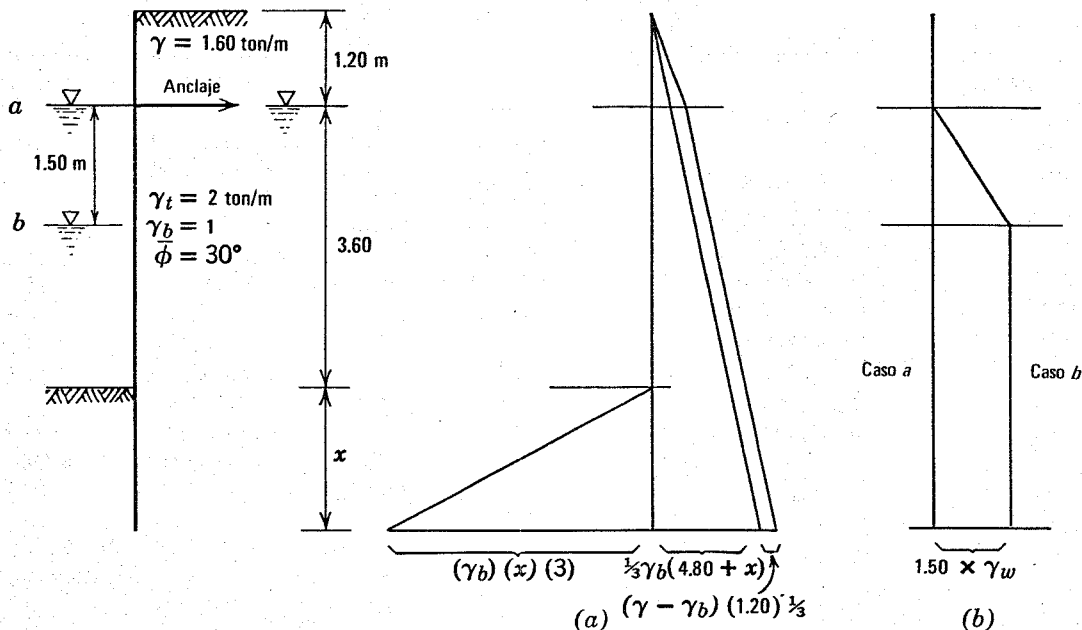


Fig. 23.17. Ejemplo de las presiones que actúan sobre un tablestacado anclado. a) Presiones efectivas horizontales. b) Presión hidrostática neta.

► Ejemplo 23.13 Empuje activo de un relleno con cohesión aparente y grieta de tensión

La distribución de presiones, en términos generales, se indica en la Fig. E23.13-1.

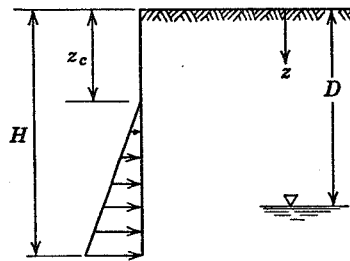


Fig. E23.13-1.

A una profundidad cualquiera:

$$\begin{aligned}\sigma_v &= \gamma_b z \\ u &= (z - D)\gamma_w \\ \bar{\sigma}_v &= \gamma_b z + D\gamma_w\end{aligned}$$

Para $z > z_c$

$$\begin{aligned}\bar{\sigma}_h &= \frac{\sigma_v}{N_\phi} = \frac{\gamma_b z}{N_\phi} + \frac{D\gamma_w}{N_\phi} \\ \sigma_h &= \frac{\gamma_b z}{N_\phi} + \frac{D\gamma_w}{N_\phi} + (z - D)\gamma_w \\ &= \frac{\gamma_b z}{N_\phi} + z\gamma_w + D\gamma_w \left(\frac{1}{N_\phi} - 1 \right) \\ &= z \left(\frac{\gamma_b}{N_\phi} + \gamma_w \right) - \frac{2D\gamma_w \tan \bar{\phi}}{\sqrt{N_\phi}}\end{aligned}$$

Para $z = z_c$

$$\begin{aligned}\sigma_h &= 0 \\ z_c &= \frac{2D\gamma_w \tan \bar{\phi} \sqrt{N_\phi}}{\gamma_b + N_\phi \gamma_w}\end{aligned}$$

Para el problema del ejemplo 23.12

$$z_c = \frac{2(2.40)(1)(0.404)\sqrt{2.2}}{0.9 + (2.2)(1)} = 0.93 \text{ m}$$

En la base del muro

$$\sigma_h = 3(0.41 + 1) - \frac{1.94}{\sqrt{2.2}} = 4.23 - 1.31 = 2.92 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Empuje activo total } P_a = \frac{1}{2} (2.07)(2.92) = 3.03 \text{ ton/m}^2$$

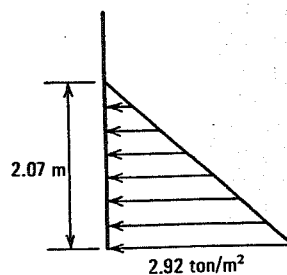


Fig. E23.13-2.

Ejemplo 23.13. (continuación)

La distribución de presiones para este caso aparece en la Fig. E23.13-2. La tabla siguiente indica las presiones a diversas profundidades. El círculo de Mohr para estos tres estados de esfuerzos aparecen en la Fig. E23.13-3.

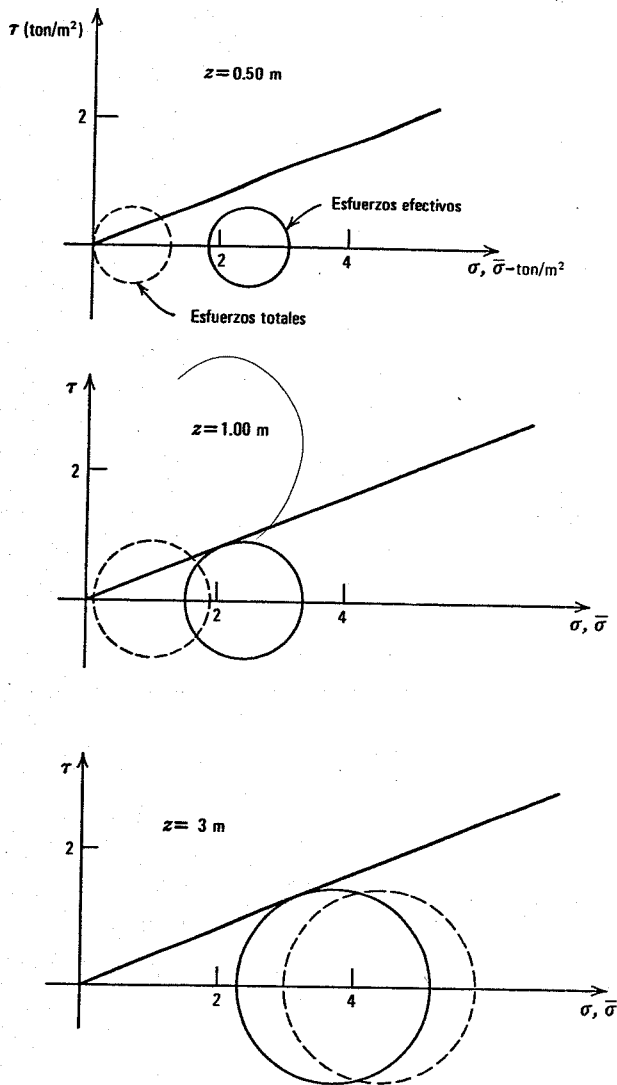


Fig. E23.13-3.

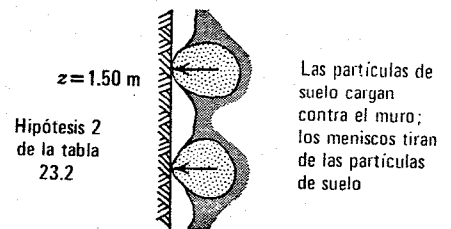
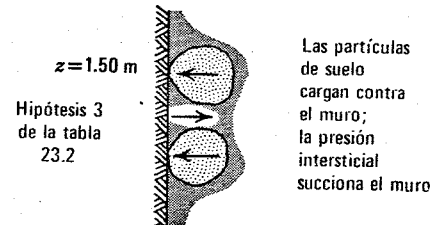
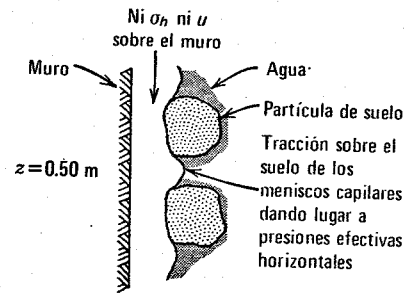


Fig. E23.13-4.

Fig. E23.13-3. La Fig. E23.13-4 muestra las formas de interacción entre las partículas de suelo, el agua intersticial y la pared del muro.

z (m)	σ_v (ton/m ²)	u (ton/m ²)	$\bar{\sigma}_v$ (ton/m ²)	$\bar{\sigma}_h$ (ton/m ²)	σ_h (ton/m ²)
0.50	0.95	-1.90	2.85	1.90	0
1.00	1.90	-1.40	3.30	1.50	0.10
1.50	2.85	-0.90	3.75	1.70	0.80
3.00	5.70	0.60	5.10	2.32	2.92

mente movilizada. En un suelo sin cohesión, la presión activa vale $K_a \bar{\sigma}_v$. Si no existe fricción en la pared del muro,

$$K_a = \frac{1}{N_\phi} = \frac{1 - \sin \bar{\phi}}{1 + \sin \bar{\phi}} = \frac{1 - \tan \bar{\alpha}}{1 + \tan \bar{\alpha}}$$

2. La presión pasiva es la presión lateral máxima y se produce cuando la resistencia al corte del suelo se moviliza totalmente. En suelos sin cohesión la presión pasiva vale $K_p \sigma_v$. Si no existe fricción en el muro

$$K_p = \frac{1}{K_a} = N_\phi = \frac{1 + \sin \bar{\phi}}{1 - \sin \bar{\phi}} = \frac{1 + \tan \bar{\alpha}}{1 - \tan \bar{\alpha}}$$

3. Los coeficientes de presión lateral K_a y K_p corresponden a presiones efectivas. Los principios de presión lateral en suelos secos, indicados en el capítulo 13, se aplican también a suelos húmedos siempre que las presiones sean efectivas.
4. Para un valor dado de ϕ la existencia de una cohesión en el origen c significa una mayor resistencia. Esta mayor resistencia permite una presión activa menor y una presión pasiva más grande.
5. Para calcular la estabilidad de una cuña, puede utilizarse cualquiera de los dos sistemas de fuerzas siguientes:
- El peso total, las presiones intersticiales periféricas y los esfuerzos efectivos periféricos.
 - El peso sumergido, la la fuerza de filtración y los esfuerzos efectivos periféricos. Los dos sistemas de fuerzas son exactamente equivalentes.
6. En general, el empuje lateral total sobre una estructura de retención se compone de tres partes:
- El empuje ejercido por el agua intersticial.
 - El empuje ejercido por el esqueleto del suelo debido al peso del mismo.
 - El empuje ejercido por el esqueleto del suelo como resultado de una sobrecarga.
7. El empuje hidrostático puede ser muy grande. Para reducir el empuje lateral sobre un muro, el proyectista debe disponer un sistema de drenaje y seleccionar un relleno permeable.
8. En el estado activo, en un suelo con cohesión, el esfuerzo en el esqueleto mineral próximo a la superficie será de tensión. Existirá, por tanto, una tendencia a la apertura de grietas de tensión en la superficie del relleno.

PROBLEMAS

23.1 Con referencia al muro del ejemplo 23.2, considérese una cuña de suelo determinada por un plano de falla que forma un ángulo de 50° con la horizontal. Dibújese a escala el diagrama de fuerzas para esta cuña.

23.2 Repítase el problema 23.1 para el muro de la Fig. 23.11 con un plano de falla a 32.5° con la horizontal.

23.3 Considérese la Fig. 23.16. Para la cuña $IKLM$ y para la JKL trácense los diagramas de fuerzas. Utilícense las propiedades del suelo indicadas en el ejemplo 23.8 y $\theta = 57.5^\circ$.

23.4 Para el caso indicado en la Fig. P23.4 determínese el empuje total en los casos activo y pasivo.

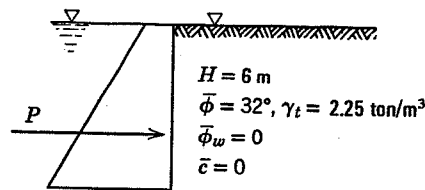


Fig. P23.4.

23.5 Calcular el empuje activo sobre el muro y el momento del mismo respecto al punto A, en el muro de la Fig. P23.5.

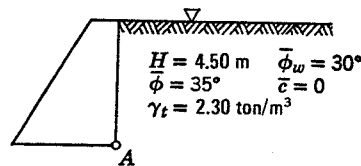


Fig. P23.5.

23.6 Repítase el problema 23.5 con una sobrecarga uniforme de 0.5 ton/m^2 .

23.7 Trácense el diagrama de fuerzas para una cuña formada por $\theta = 60^\circ$ en el ejemplo 23.6.

23.8 Para el tablestacado de la Fig. 23.17 y con una diferencia de 1.50 m en los niveles de agua, determinar X y la fuerza de anclaje para un factor de seguridad de 1 respecto al giro en torno al pie del tablestacado.

23.9 Un cierto suelo tiene las siguientes propiedades: $\bar{\phi} = 25^\circ$, $c = 1 \text{ ton/m}^2$, $\gamma_t = 2 \text{ ton/m}^3$. La presión efectiva vertical es de 10 ton/m^2 y la presión intersticial estática 3 ton/m^2 . La presión horizontal efectiva es inicialmente igual a la vertical. En un diagrama p - q dibujar la TEE y la TET para pasar al estado activo y para pasar al estado pasivo. En cualquier instante la sobrepresión intersticial es nula. Indicar en el diagrama las presiones activa y pasiva.

23.10 Para el problema 23.9 calcular N_ϕ , utilizándolo para calcular las presiones activa y pasiva.

23.11 Trazando las trayectorias de esfuerzos determinar el empuje activo sobre el muro de la Fig. 23.10 en los cuatro casos de nivel de agua indicados en la figura. (Indicación: Trazar las trayectorias de esfuerzos correspondientes a la mitad de la altura, como en la Fig. 23.2. Multiplicar las presiones horizontales obtenidas por la altura del muro para obtener la fuerza por metro de muro).

CAPITULO 24

Estudio de taludes en condiciones de drenaje

Ya se citaron en el capítulo 1 varios problemas importantes referentes a la estabilidad de taludes. Estos problemas se suelen presentar en relación con la construcción de carreteras, canales y cimentaciones. La estabilidad de taludes es una consideración extremadamente importante en el proyecto y construcción de presas de tierra. También se plantean graves problemas respecto a la estabilidad de taludes naturales. El resultado del deslizamiento de un talud puede ser a menudo catastrófico, con la pérdida de considerables bienes y muchas vidas. Por otro lado el costo de rebajar un talud para alcanzar una mayor estabilidad suele ser muy grande. De aquí que, aunque debe asegurarse la estabilidad, es de evitar un conservadurismo extremado.

El cálculo de taludes se comentó brevemente al final de capítulo 13, pero los aspectos más importantes de los problemas de estabilidad sólo comienzan a presentarse cuando se tienen en cuenta los efectos de la presión intersticial y de la cohesión.

Para determinar la estabilidad de taludes se suele utilizar el método de la cuña descrito en los capítulos 13 y 23 respecto al equilibrio del relleno situado tras estructuras de retención. Los métodos de cálculo son más complicados que los descritos en los dos capítulos citados, pero es relativamente fácil calcular los esfuerzos que deben existir para que el talud sea estable. La primera mitad de este capítulo estará dedicada a la mecánica de tales cálculos.

En suelos arcillosos suele ser extremadamente difícil conocer la resistencia al corte realmente disponible en el terreno. La estimación de la resistencia al corte disponible requiere el conocimiento de las siguientes magnitudes:

1. Los parámetros de resistencia al corte en términos de esfuerzos efectivos. Aunque los principios y métodos de prueba descritos en el capítulo 21 pueden utilizarse para establecer la magnitud general de los parámetros de resistencia, suele ser difícil precisar exactamente la resistencia disponible en un problema dado. Los deslizamientos de taludes reales constituyen uno de los mejores métodos para conocer la relación entre la resistencia de un suelo medida en el laboratorio y la resistencia real *in situ*. En la sección 24.8 comentaremos varios ejemplos de tales deslizamientos.

2. Las presiones intersticiales que actúan en el interior del talud. En este capítulo se supone que estas presiones se conocen a partir de las condiciones del agua freática natural. En algunos problemas esto es una hipótesis razonable, pero no así en muchos otros. Este tema se tratará con más detalle en el capítulo 31.

Existen muchas semejanzas entre los cálculos de estabilidad de estructuras de retención y el estudio de la estabilidad de taludes. Sin embargo hay una diferencia importante en la filosofía del proyecto. En las estructuras de retención se supone que se moviliza totalmente la resistencia del relleno y la resistencia adicional es proporcionada por la estructura de retención. Sin embargo en los taludes la reserva de resistencia debe corresponder al propio suelo. El proyecto de taludes y la importante cuestión de la elección del factor de seguridad se comentan en la sección 24.9.

24.1 TALUDES INFINITOS EN ARENA

Como primer paso para comprender la influencia de las presiones intersticiales y del flujo del agua sobre la estabilidad de un talud, conviene considerar los taludes infinitos en arena mediante los conceptos y principios desarrollados en la sección 13.9.

Taludes sumergidos

La Fig. 24.1 muestra un talud de arena sumergido bajo una superficie de agua estática. un talud de este tipo podría encontrarse en la proximidad del borde de un lago. Tanto por encima como en el interior de la arena el agua está en estado hidrostático; es decir, no existe flujo de agua por el interior del suelo.

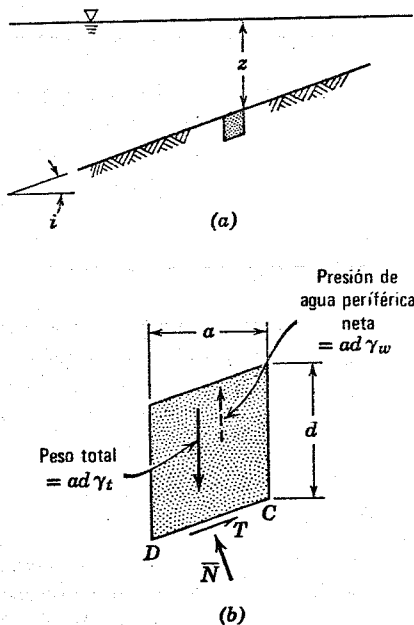
Para conocer el talud estable máximo posible $i_{máx}$ seguimos el mismo tipo de cálculo utilizado en la Fig. 13.33. Deben estar en equilibrio las siguientes fuerzas que actúan sobre el elemento:

1. El peso total del elemento: suelo + agua.
2. La resultante de los esfuerzos efectivos periféricos. Los esfuerzos efectivos que actúan sobre las caras

verticales del elemento deben equilibrarse exactamente entre sí, por lo que la resultante \bar{N} actúa normalmente al contorno CD . El guión indica que \bar{N} es la resultante de los esfuerzos efectivos.

3. La resultante de los esfuerzos tangenciales periféricos. Los esfuerzos tangenciales sobre la cara vertical del elemento deben anularse unos con otros, quedando sólo la resultante T de los esfuerzos tangenciales sobre CD . Como el agua intersticial no puede soportar esfuerzos tangenciales, T debe ser resistida totalmente por el esqueleto mineral.
4. La resultante de las presiones intersticiales periféricas. Como no existe flujo, esta fuerza es un empuje de Arquímedes (como se indicó en el capítulo 17) igual al volumen del elemento multiplicado por el peso específico del agua.

Puede asombrar a algunos lectores el hecho de que la resultante de las presiones intersticiales periféricas sea vertical aunque la cara superior y la base del elemento no sean horizontales. La Fig. 24.2 muestra las presiones periféricas demostrando que la resultante es efectivamente vertical. Adviértase que las presiones varían a lo largo de la base y cara superior del elemento al igual que sobre las caras laterales del mismo y que las resultantes sobre las dos caras verticales no son iguales (en otras palabras, el empuje de Arquímedes actúa hacia arriba independientemente de la forma de la masa sumergida).



Por el método de la Fig. 13.33,

$$\begin{aligned} \bar{N} &= ad\gamma_b \cos i \\ T &= ad\gamma_b \sin i \\ \sigma &= \gamma_b d \cos^2 i \\ \tau &= \gamma_b d \cos i \sin i \end{aligned}$$

Si se moviliza toda la resistencia de forma que $\tau = \sigma \tan \phi$, será

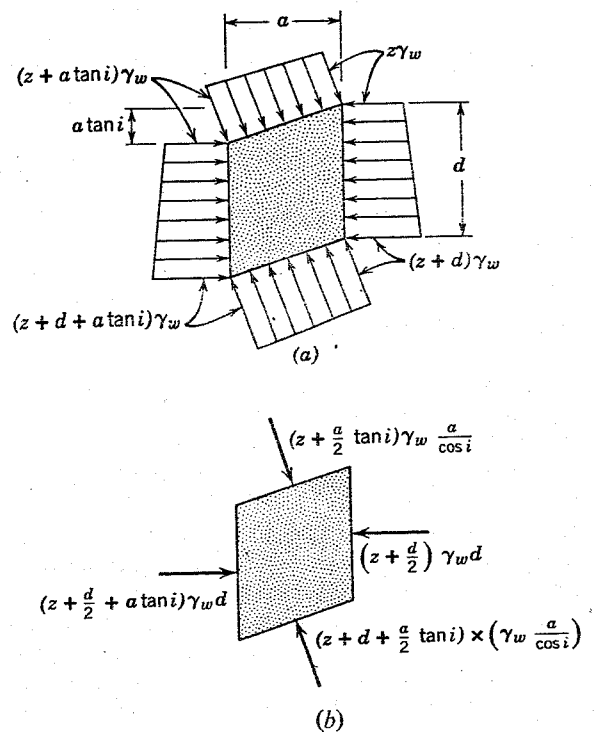
$$i = \bar{\phi}$$

Fig. 24-1. Cálculo de un talud infinito sumergido. a) Talud sumergido. b) Planteamiento del equilibrio.

Debido a que la resultante de las presiones intersticiales periféricas es vertical, el resultado final del cálculo es el mismo que en la Fig. 13.33 excepto en la sustitución del peso específico total por el peso específico sumergido. El resultado final es que el talud es estable para $i \leq \bar{\phi}$, es decir, el máximo valor de i es el ángulo de resistencia al corte $\bar{\phi}$ correspondiente a esfuerzos efectivos. Así pues, el máximo ángulo de talud estable de una arena determinada es el mismo independientemente de que el talud esté completamente seco o completamente sumergido bajo el agua.

Flujo de agua paralelo al talud

La Fig. 24.3 muestra el caso de un talud con flujo de agua paralelamente a la cara exterior del mismo. La red de flujo está formada por líneas rectas, siendo las líneas de flujo paralelas al talud y las líneas equipotenciales per-



Suma de fuerzas horizontales:

$$\begin{aligned} &\left(z + \frac{a}{2} \tan i\right) \gamma_w \frac{a}{\cos i} \sin i - \left(z + d + \frac{a}{2} \tan i\right) \gamma_w \frac{a}{\cos i} \sin i \\ &+ \left(z + \frac{d}{2} + a \tan i\right) \gamma_w d - \left(z + \frac{d}{2}\right) \gamma_w d \\ &= -d\gamma_w \frac{a}{\cos i} \sin i + a\gamma_w d \tan i = 0 \end{aligned}$$

Suma de fuerzas verticales:

$$\begin{aligned} &\left(z + \frac{a}{2} \tan i\right) \gamma_w \frac{a}{\cos i} \cos i - \left(z + d + \frac{a}{2} \tan i\right) \gamma_w \frac{a}{\cos i} \cos i \\ &= ad\gamma_w \end{aligned}$$

Fig. 24.2. Resultante de las presiones de agua periféricas en el caso de un talud sumergido. a) Presiones periféricas. b) Fuerzas resultantes.

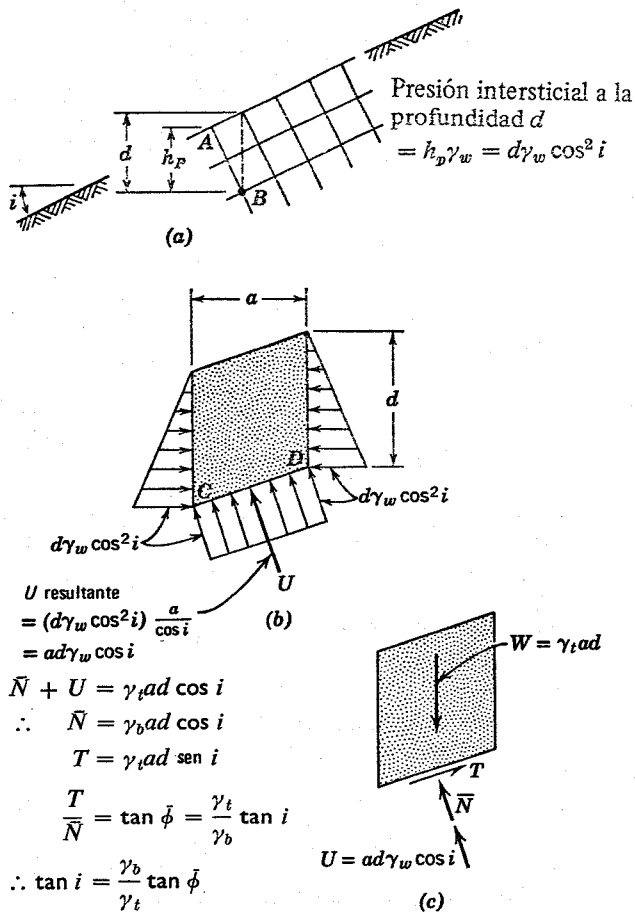


Fig. 24.3. Estudio de un talud infinito con filtración paralela al talud. (a) Red de flujo. (b) Presiones intersticiales periféricas. (c) Cálculo del equilibrio de fuerzas (momentos equilibrados por las fuerzas laterales).

pendiculares al mismo. Este caso se suele presentar frecuentemente en la parte inferior de taludes naturales como se indica en la Fig. 24.4.

La Fig. 24.3b muestra la distribución y magnitud de las presiones intersticiales periféricas. El método utilizado para determinar la presión intersticial a cualquier profundidad se indica en la Fig. 24.3 (ver la Fig. E18.4). La carga total es constante según la equipotencial AB. Como la carga de presión es cero en el punto A, la carga de presión en B debe ser igual a la diferencia de cota entre A y B. La fuerza periférica resultante actúa normalmente a la cara CD del elemento debido a que las presiones de agua sobre las dos caras verticales se anulan mutuamente. De aquí que la existencia de presiones de agua sobre el contorno no influye sobre la magnitud de la fuerza tangencial T necesaria para el equilibrio, pero modifica el valor de la

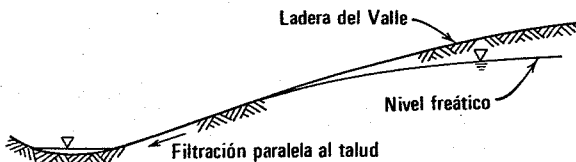
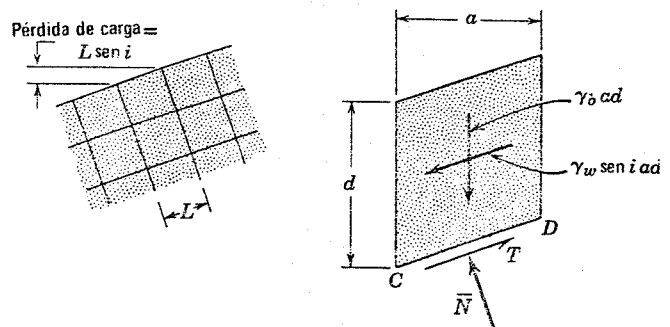


Fig. 24.4. Filtración en un talud natural.



$$\text{Gradiente } i = \frac{L \sin i}{L} = \sin i$$

Componiendo \perp a CD:

$$\bar{N} = \gamma_b a d \cos i$$

Componiendo $=$ a CD:

$$T = \gamma_b a d \sin i + \gamma_w a d \sin i = \gamma_t a d \sin i$$

Fig. 24.5. Otro método de cálculo para el caso de filtración paralela.

resultante \bar{N} de los esfuerzos efectivos normales. El esfuerzo tangencial que actúa sobre CD es proporcional al peso específico total mientras que el esfuerzo normal efectivo $\bar{\sigma}$ es proporcional al peso específico sumergido. Como el cociente γ_b/γ_t suele valer aproximadamente 0.5 para las arenas, el ángulo de talud estable máximo posible es aproximadamente la mitad de ϕ , es decir, el flujo de agua reduce el talud máximo a aproximadamente la mitad del que sería estable si no existiera tal flujo.

La Fig. 24.5 presenta otro método para determinar el máximo talud estable posible para el caso de flujo paralelo. En este caso se plantea el equilibrio de las siguientes fuerzas:

1. El peso sumergido del elemento.
2. La resultante de los esfuerzos efectivos periféricos normales.
3. La resultante de los esfuerzos tangenciales que actúan sobre la periferia del elemento.
4. La fuerza de filtración. De acuerdo con el capítulo 17 la fuerza de filtración es igual al producto del volumen del elemento por el peso específico del agua y por el gradiente. Como se aprecia en la figura el gradiente es igual a $\sin i$. Las fuerzas de filtración actúan paralelamente a las líneas de corriente, es decir paralelamente al talud.

Determinando los valores de \bar{N} y T necesarios para el equilibrio se obtienen los mismos resultados de la Fig. 24.3 (en la Fig. 17.16 se hizo una comparación análoga para el caso de flujo vertical).

24.2 TALUDES INFINITOS EN ARCILLA

Según las ecuaciones de la Fig. 24.3 los esfuerzos tangenciales y los esfuerzos normales efectivos deben satisfacer la relación.

$$\frac{\tau}{\bar{\sigma}} = \frac{\gamma_t}{\gamma_b} \tan i \quad (24.1)$$

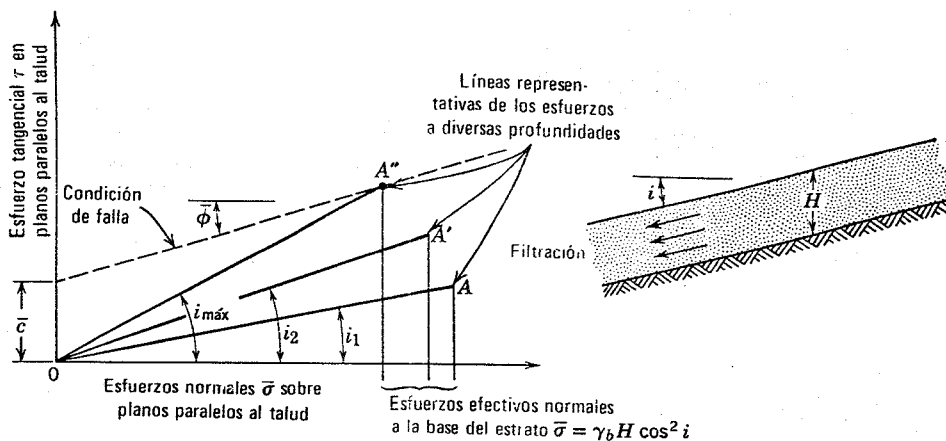


Fig. 24.6. Desarrollo de condiciones de falla al variar gradualmente la inclinación de un estrato.

Esta ecuación, que se basa únicamente en la estática debe cumplirse independientemente de que el suelo tenga o no cohesión. Si no existe cohesión se puede aplicar lo dicho en la sección anterior referente a arenas. Como se indicó en el capítulo 21 la mayoría de las arcillas normalmente consolidadas suelen tener una cohesión en el origen nula.

Imaginemos ahora el siguiente experimento hipotético. Un estrato de suelo con cohesión se va inclinando lentamente manteniendo siempre el flujo paralelo al talud. La Fig. 24.6 compara, para diversos ángulos de talud, los esfuerzos necesarios para el equilibrio con los de falla. Los valores de $\bar{\sigma}$ y τ según cualquiera de las líneas OA , OA' , OA'' representan unos esfuerzos sobre planos paralelos al talud pero a diversas profundidades bajo la superficie. La extensión de estas líneas viene limitada por el esfuerzo normal efectivo sobre la base del estrato. Para un cierto ángulo de inclinación, se alcanza totalmente la resistencia del suelo en la base del estrato mientras que los esfuerzos por encima de este nivel son inferiores a los de falla. Al querer inclinar aún más el estrato se producirá el deslizamiento del mismo en bloque, según el plano de falla definido por su base.

Las combinaciones de ángulo de talud, espesor del estrato y parámetros de resistencia, determinan exactamente el equilibrio límite que puede obtenerse substituyendo los valores de τ y $\bar{\sigma}$ necesarios para el equilibrio (ecuación 24.1) en la ecuación de falla $\tau = c + \bar{\sigma} \tan \bar{\phi}$. Este resultado puede expresarse en la forma

$$\frac{c}{\gamma_t H_c} = \cos^2 i \left(\tan i - \frac{\gamma_b}{\gamma_t} \tan \bar{\phi} \right) \quad (24.2)$$

Donde H_c es la profundidad (medida verticalmente hasta el plano de falla). Si no existe flujo, como en el caso de un talud totalmente sumergido, la ecuación se transforma en

$$\frac{c}{\gamma_b H_c} = \cos^2 i (\tan i - \tan \bar{\phi}) \quad (24.3)$$

Los ejemplos 24.1 y 24.2 indican las diversas combinaciones de parámetros que satisfacen estas ecuaciones.

Los anteriores resultados nos llevan a una conclusión práctica importante: la inclinación de un talud sumergido

en un suelo cohesivo puede ser superior al ángulo de fricción $\bar{\phi}$ del suelo, siempre que el espesor de éste sea menor que un valor crítico determinado por la magnitud del peso específico y la cohesión en el origen (un aserto semejante puede hacerse para el caso en que exista flujo). Como ya se indicó en el capítulo 23, puede existir un corte vertical en un suelo cohesivo siempre que la altura del corte sea menor que un cierto valor crítico.

Ejemplo 24.1

Datos: $c = 0.5 \text{ ton/m}^2$, $\bar{\phi} = 20^\circ$, $\gamma_t = 2 \text{ ton/m}^3$, flujo paralelo al talud.

Problema: Determinar las combinaciones de ángulo del talud y espesor del estrato que darán lugar al deslizamiento.

Solución: Según la ecuación 24.2:

$$\begin{aligned} H_c &= \frac{c}{\gamma_t \cos^2 i} \frac{1}{[\tan i - (\gamma_b/\gamma_t) \tan \bar{\phi}]} \\ &= \frac{0.5}{124.2 \cos^2 i (\tan i - 0.5 \times 0.364)} \\ &\approx 0.8 \frac{0.25}{\cos^2 i (\tan i - 0.182)} \end{aligned}$$

Los valores de H_c e i que satisfacen esta ecuación se han representado en la Fig. E24.1.

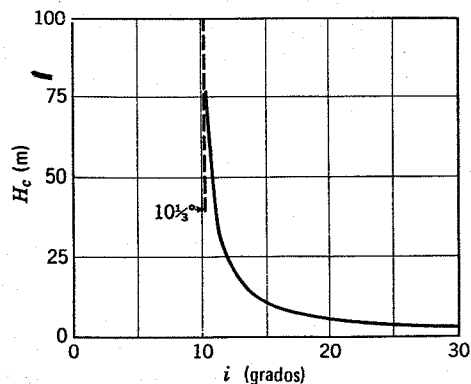


Fig. E24.1

Ejemplo 24.2

Datos: $H = 3 \text{ m}$, $\gamma_t = 2 \text{ ton/m}^3$, $\bar{\phi} = 12^\circ$, talud sumergido sin flujo de agua.

Problema: Determinar las combinaciones de ángulo de talud y \bar{c} que darán lugar al deslizamiento.

Solución: Según la ecuación 24.3:

$$\bar{c} = \gamma_b H_c \cos^2 i (\tan i - \tan \bar{\phi}) = 3 \cos^2 i (\tan i - 0.212)$$

Los valores de \bar{c} e s_i que satisfacen esta ecuación se han representado en la Fig. E24.2.

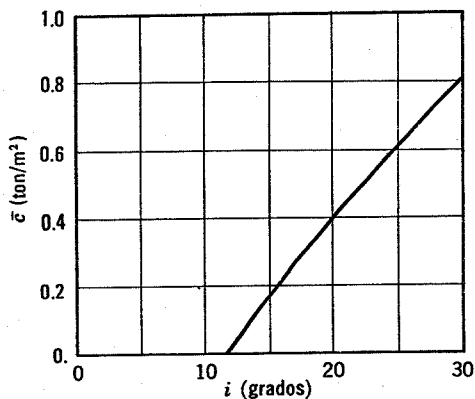


Fig. E24.2

Las ecuaciones 24.2 y 24.3 tienen valor práctico en los casos en los que el suelo descansa sobre una base rocosa a escasa profundidad y paralela al talud.¹ Por otro lado, han existido numerosos casos en los que un deslizamiento superficial, con el plano de deslizamiento paralelo al talud, se produjo en un terreno de gran espesor. Esto se debe a que los parámetros de resistencia de un suelo sobreconsolidado no son constantes con la profundidad. Un caso típico se ha representado en la Fig. 24.7. En este caso la alteración habría debilitado el suelo en las proximidades de la superficie, destruyendo la mayor parte de su cohesión. El plano de deslizamiento se produjo sobre el suelo más resistente o menos meteorizado existente a profundidad. Pueden utilizarse las ecuaciones 24.2 y 24.3 para calcular las condiciones de equilibrio en estos deslizamientos. Si una arcilla no tiene cohesión, el ángulo máximo de talud está directamente relacionado por supuesto con el ángulo de fricción, como en el caso de las arenas.

El factor de seguridad F de un talud se suele definir por

$$F = \frac{\text{resistencia al corte disponible}}{\text{esfuerzo tangencial necesario para el equilibrio}} \quad (24.4)$$

Este factor de seguridad debe calcularse para la superficie más crítica a través del talud. Para el caso de un

¹ Ver la pág. 431 del Taylor (1948) donde aparece una ecuación semejante, aplicable cuando la línea de corriente superior es paralela al talud, pero a una cierta distancia bajo la superficie del mismo.

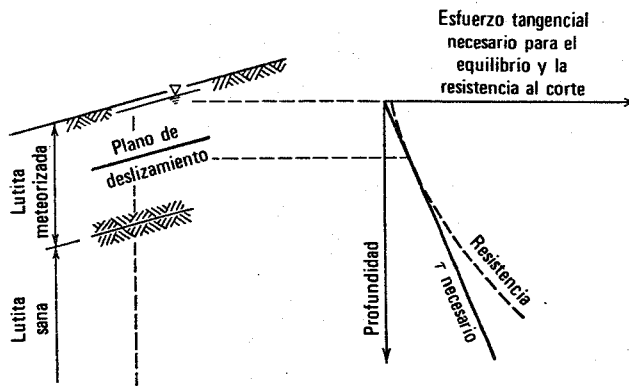


Fig. 24.7. Desarrollo de un plano de deslizamiento en un suelo o roca meteorizada.

suelo de espesor vertical H sobre una base rocosa, esta superficie crítica es la de contacto suelo-roca. Así pues, con flujo paralelo al talud,

$$F = \frac{\bar{c} + \bar{\sigma} \tan \bar{\phi}}{\tau} = \frac{\bar{c} + \gamma_b H \cos^2 i \tan \bar{\phi}}{\gamma_b d \sin i \cos i} \quad (24.5)$$

Si los parámetros de resistencia \bar{c} y $\bar{\phi}$ varían con la profundidad, como en la Fig. 24.7, debe calcularse F para diversas profundidades hasta que se encuentre el valor mínimo de F .

Para un talud con una cierta inclinación y una red de flujo dada, los esfuerzos tangenciales necesarios para el equilibrio pueden determinarse con gran precisión. Los errores en el cálculo de estabilidad radican principalmente en la difícil determinación de la resistencia al corte. El factor de seguridad F para un talud infinito expresa, por tanto, la magnitud del error que podría producirse en la determinación de la resistencia al corte, manteniéndose aún el equilibrio. Cuando desliza un talud infinito en la naturaleza, esto suele significar que la resistencia al corte del suelo se ha reducido por meteorización u otros procesos geológicos. Esta falla puede tomar la forma de una fluencia gradual hacia abajo o puede ser un deslizamiento repentino y general. Realmente, la profundidad del nivel freático suele variar algo a lo largo del año por lo que también variarán los esfuerzos tangenciales necesarios para el equilibrio. El caso peor se suele producir con fuertes lluvias y la mayoría de los deslizamientos también tienen lugar en estos períodos. Para calcular F para un talud infinito se suele suponer como caso peor el del nivel freático coincidiendo con la superficie del talud.

24.3 COMPORTAMIENTO GENERAL DE TALUDES DE ALTURA LIMITADA

En muchos problemas \bar{c} es suficientemente grande para que la altura crítica resulte considerable: 10 m, 30 m ó incluso mucho más. Cuando H_c se aproxima a la altura del talud, el problema debe tratarse como un talud de altura limitada.

La primera indicación del deslizamiento inminente de un talud suele ser un abombamiento en las proximidades del pie del mismo y el desarrollo de grietas en su corona-

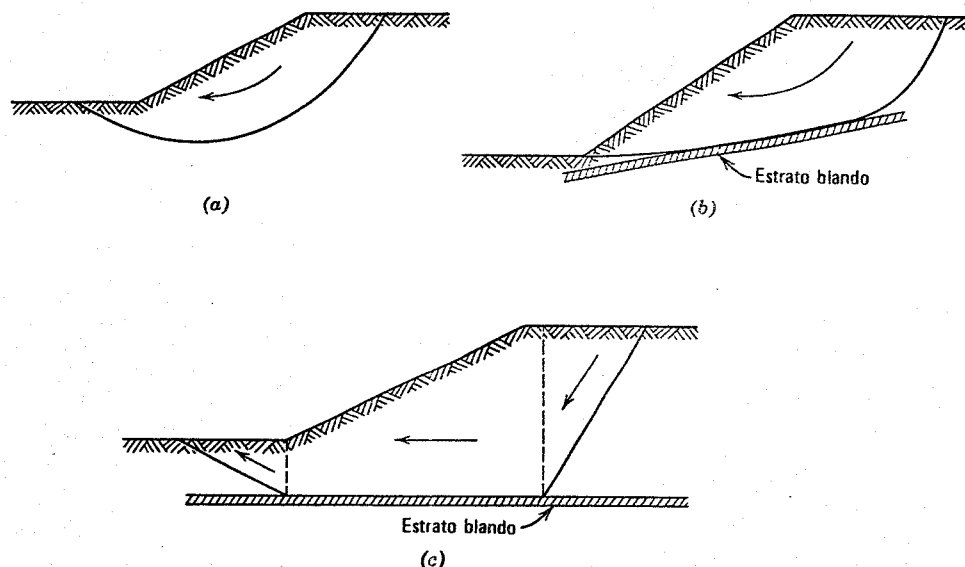


Fig. 24.8. Tipos de superficies de deslizamiento. a) Superficie circular. b) Superficie curva no circular. c) falla por deslizamiento de bloques.

ción. El deslizamiento da lugar a un movimiento hacia abajo y hacia afuera del suelo hasta que se alcanza una nueva posición de equilibrio. En este movimiento la masa deslizante se suele romper en bloques más pequeños. En general la superficie de deslizamiento es más o menos circular, como la indicada en la Fig. 24.8a. En algunos problemas la posición de la superficie de deslizamiento y la forma de la masa deslizante están influenciadas por estratos blandos en el interior del terreno, como se indica en las Figs. 24.8b y 24.8c.

Con taludes de altura limitada es necesario estudiar superficies de falla curvas, o superficies mixtas formadas por diversos tramos rectos. En las tres secciones siguientes indicaremos métodos prácticos para un estudio de dos formas especiales de deslizamiento: Una superficie de deslizamiento circular (Fig. 24.8a) y una masa deslizante en forma de cuña (24.8c). Estos métodos serán suficientes para la mayoría de los problemas prácticos. Se hará referencia a los métodos que pueden utilizarse para superficies de falla más complicadas. Aunque un cálculo completo de factor de seguridad de un talud determinado requiere tantear muchas superficies de falla, la mecánica del cálculo se demostrará considerando una superficie única.

24.4 SUPERFICIES DE DESLIZAMIENTO CIRCULARES; EQUILIBRIO GENERAL DE LA MASA DESLIZANTE

Sobre una masa recortada del talud mediante un círculo de deslizamiento supuesto actúan: a) la atracción de la gravedad; b) la presión intersticial de agua, distribuida sobre todo el contorno o parte de la cuña; c) un esfuerzo normal efectivo tangencial repartido sobre la superficie de falla supuesta y d) un esfuerzo tangencial repartido sobre dicha superficie. Para un suelo homogéneo, el peso de la cuña W es igual a la superficie de la misma multiplicada por el peso específico. La fuerza ejercida por el agua U es

la suma de las presiones periféricas deducidas de una red de flujo, como en la Fig. E18.4.

Aplicemos ahora la definición de factor de seguridad indicada en las ecuaciones 24.4 y 24.5. Según esto, en cada punto de la superficie de falla la resistencia al corte movilizada es

$$\tau_m = \frac{\bar{c}}{F} + \bar{\sigma} \frac{\tan \bar{\phi}}{F} \quad (24.6)$$

Por tanto, los esfuerzos repartidos sobre la superficie de falla pueden substituirse por las siguientes tres resultantes, como se indica en la Fig. 24.9b.²

1. Resultante de la cohesión R_c . La línea de acción de R_c está totalmente determinada por la variación de c sobre la superficie de falla y su magnitud puede expresarse en función de \bar{c} y de la incógnita F .
2. Resultante de los esfuerzos normales efectivos \bar{N} . Tanto la magnitud como la línea de acción de \bar{N} son desconocidas por el momento, aunque \bar{N} debe ser por definición normal el arco de falla.
3. Resultante de la fricción R_ϕ . R_ϕ debe ser normal a \bar{N} y $R_\phi = \bar{N} \tan \bar{\phi}/F$. Sin embargo no se conoce la línea de acción de R_ϕ . Distribuciones diferentes de esfuerzos normales, con el mismo valor \bar{N} y el mismo β , darán en general valores diferentes de $r\phi$ (Taylor 1948).

Así pues, existen cuatro incógnitas: F , la magnitud de \bar{N} , β (un ángulo que define la línea de acción, \bar{N}) y $r\phi$ (distancia que define la línea de acción R_ϕ).

Como existen 4 incógnitas y sólo 3 ecuaciones de equilibrio estático, el problema es estáticamente indeterminado.

² Ver Taylor (1948) para una discusión detallada de estas fuerzas resultantes. Este método también ha sido comentado por Whitman y Moore (1963).

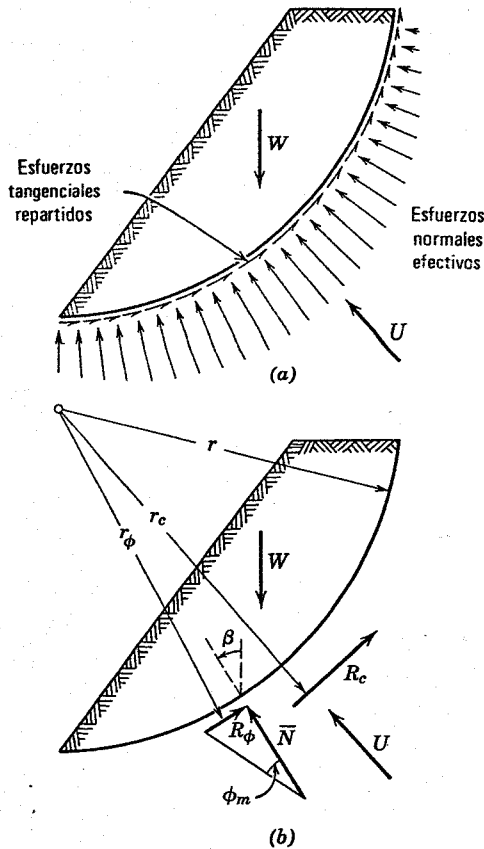


Fig. 24.9. Fuerzas que actúan sobre una cuña deslizante de base circular. a) Esfuerzos normales y tangenciales distribuidos sobre el contorno. b) Fuerzas resultantes.

nado y no es posible obtener una solución única si no se consideran las características de deformación del suelo. Puede encontrarse una gama de soluciones, todas satisfaciendo las condiciones de la estática, suponiendo el valor de una de las cuatro incógnitas.

Por ejemplo, suponiendo $r\phi = r$ quedan 3 incógnitas (F , \bar{N} y β) que pueden determinarse a partir de las tres ecuaciones de equilibrio. El método de resolución se indica en el ejemplo 24.3.³ El suponer $r\phi = r$ equivale a admitir que todos los esfuerzos normales se concentran en un punto único del arco de falla. Esto no es ciertamente una hipótesis razonable pero puede demostrarse que el valor de F calculado partiendo de esta hipótesis constituye un *límite inferior* de todos los factores de seguridad que satisfacen las condiciones de la estática y la ecuación 24.6.

Análogamente puede obtenerse un *límite superior* del factor de seguridad suponiendo que los esfuerzos efectivos se concentran únicamente en los extremos del arco de falla (Frohlich, 1955). El cálculo de este límite superior se indica también en el ejemplo 24.3. Para el talud del ejemplo 24.3 los límites superior e inferior, son $F = 1.62$ y 1.27 respectivamente.

En un talud real, los esfuerzos normales estarán distribuidos sobre el arco de falla en una forma desconocida.

³ Este método de cálculo de estabilidad de taludes se conoce generalmente como *método del círculo de fricción*.

Suponiendo que estos esfuerzos se distribuyen de una forma similar a una semionda sinusoidal, Taylor (1937, 1948) dedujo una relación entre $r\phi/r$ y el ángulo central del arco de falla (Fig. 24.10). Aplicando ésto al talud del ejemplo 24.3 se obtiene $F = 1.34$.

Aunque cualquier valor de F entre 1.62 y 1.26 puede satisfacer las condiciones de la estática, un estudio detallado ha demostrado que sólo una gama muy limitada de valores de F corresponde a distribuciones de esfuerzos intuitivamente razonables. Para el talud del ejemplo 24.3 este intervalo es de $F = 1.30$ a 1.36 . Cualquier valor de F dentro de este intervalo se puede considerar como *igualmente correcto*. Esta es toda la precisión con que se puede calcular el factor de seguridad considerando únicamente las condiciones de la estática y sin tener en cuenta las propiedades esfuerzo-deformación del suelo. Afortunadamente este intervalo de variación, suele ser suficientemente pequeño para fines prácticos.

24.5 SUPERFICIES DE DESLIZAMIENTO CIRCULARES: METODO DE LAS DOVELAS

El método descrito en la sección anterior constituye una forma muy satisfactoria de determinar el factor de seguridad de taludes en un suelo homogéneo. Sin embargo, si el talud se compone de más de un suelo, o si existe un sistema de flujo poco usual, la intuición ya no sirve para responder a la cuestión: ¿Qué es una distribución razonable de esfuerzos sobre la superficie de deslizamiento? Además, a muchos ingenieros les disgustan los tanteos necesarios para el método del círculo de fricción. Por estas razones, se han puesto a punto otros métodos de cálculo.

El esfuerzo normal que actúa en un punto del arco de falla vendrá influenciado principalmente por el peso del suelo situado por encima de ese punto. Esta hipótesis razonable constituye la base del *método de las dovelas*. En este método la masa en falla se divide en una serie de dovelas verticales y se considera el equilibrio de cada una de estas dovelas. La Fig. 24.11 muestra una dovela con las fuerzas incógnitas que actúan sobre ella. Estas fuerzas incluyen las resultantes X_i y \bar{E}_i de los esfuerzos efectivos tangencial y normal sobre las caras laterales de la dovela, así como las resultantes K_i y \bar{N}_i de los esfuerzos efectivos

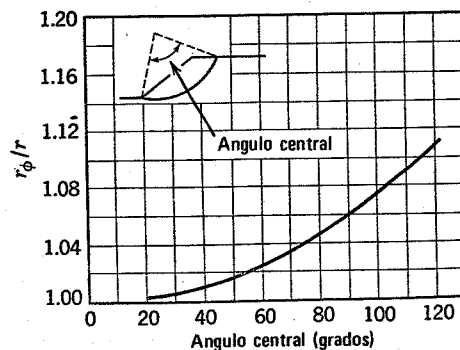


Fig. 24.10. Curva que da $r\phi/r$ en función del ángulo central del arco de deslizamiento (Según Taylor, 1948).

Ejemplo 24.3

Datos: El talud, la superficie de deslizamiento, la red de flujo y los parámetros de resistencia de la Fig. E24.3-1.

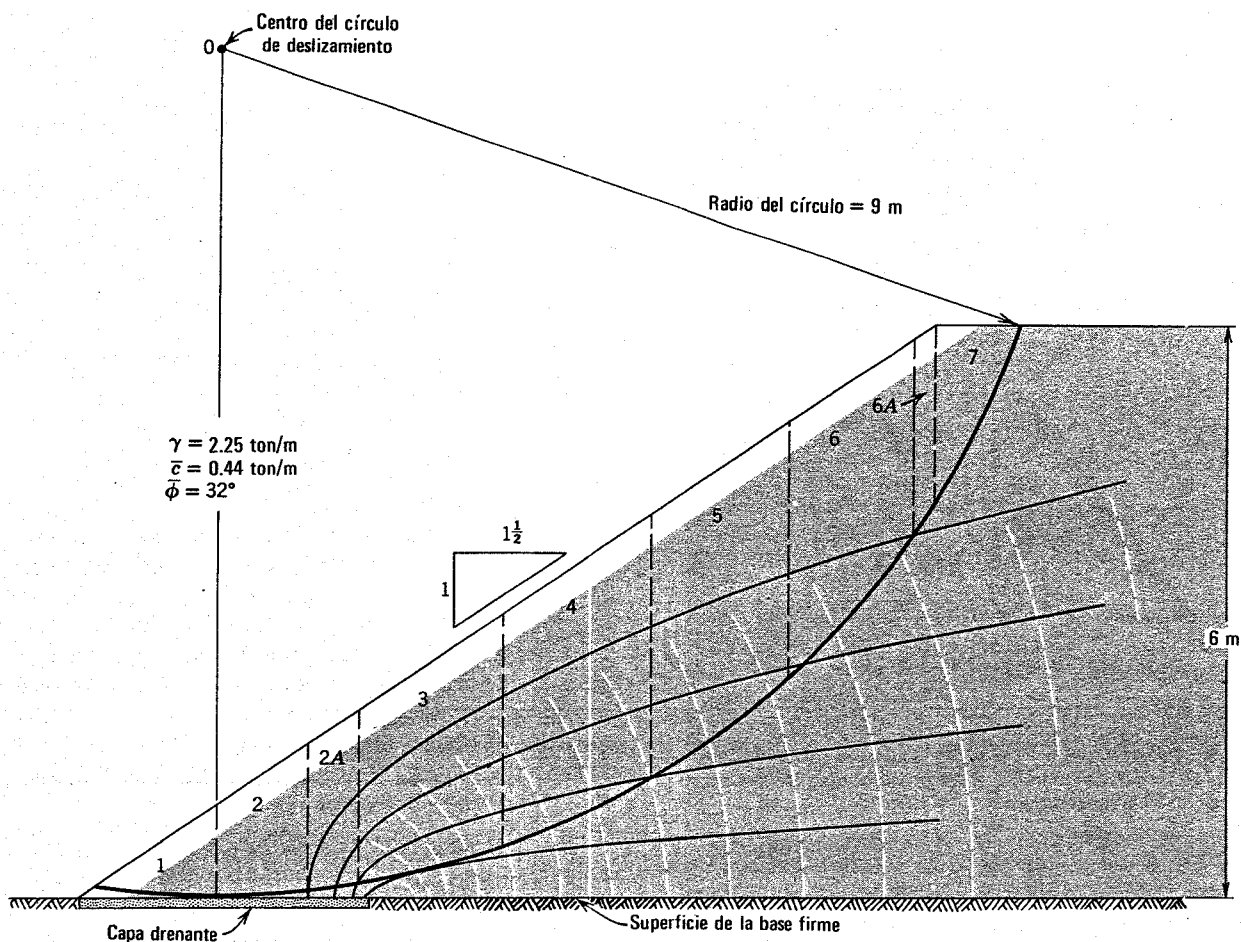


Fig. E24.3-1

Problema: Calcular el factor de seguridad.

Solución: El primer paso consiste en encontrar el peso de la masa encerrada por la superficie de falla. Esto puede hacerse convenientemente dividiendo dicha masa en una serie de dovelas verticales como se indica en la figura. Las dovelas 2 a 6A son aproximadamente trapeciales y su peso puede hallarse multiplicando el peso específico del suelo por el ancho de la dovela y por la altura media de la misma. Las dovelas 1 y 7 pueden análogamente estudiarse como triángulos. El cálculo del peso resultante se da en la Tabla E24.3.

El paso siguiente consiste en determinar la resultante de las presiones intersticiales sobre el arco de falla. La Fig. E24.3-2 muestra el cálculo de la fuerza del agua intersticial sobre la base de una dovela: la dovela 4. Las fuerzas sobre las distintas dovelas se suman vectorialmente obteniéndose la resultante U . Esta fuerza debe pasar por el centro del arco de deslizamiento.

A continuación se construye el polígono de fuerzas. Esto se hace de la manera siguiente (ver la Fig. 24.9):

1. Se traza la línea de acción de W y U , encontrando su punto de corte (punto A en la Fig. E24.3-3).
2. Se determina gráficamente la resultante Q de W y U . Q debe pasar por el punto A .
3. Se determina la línea de acción de R_c . El momento de los esfuerzos de cohesión respecto a O es $\bar{c}L_{ar}/F$ donde L_a es la longitud del arco de falla. Sin embargo la resul-

Ejemplo 24.3 (continuación)

Tabla E24.3

Dovela	Ancho (m)	Altura media (m)	Peso (ton)	Momento respecto a O (m-ton)
1	1.35	0.48	1.30	0.58
2	0.96	1.26	2.42	1.32
2 A	0.54	1.74	1.88	2.31
3	1.50	2.22	6.66	15.00
4	1.50	2.70	8.10	30.40
5	1.50	2.79	8.37	43.00
6	1.32	2.52	6.65	43.00
6 A	0.18	2.01	0.72	5.36
7	0.96	1.14	2.19	17.10
			$W = 38.29$	158.07

La resultante pasa a $158.07/38.29 = 4.15$ m a la derecha del centro del círculo.

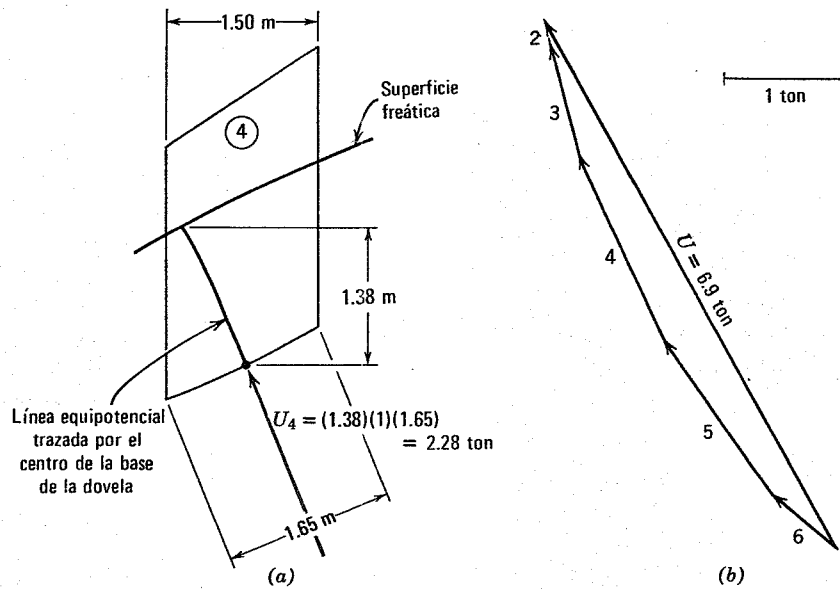


Fig. E24.3-2. Determinación gráfica de la resultante de las presiones intersticiales.

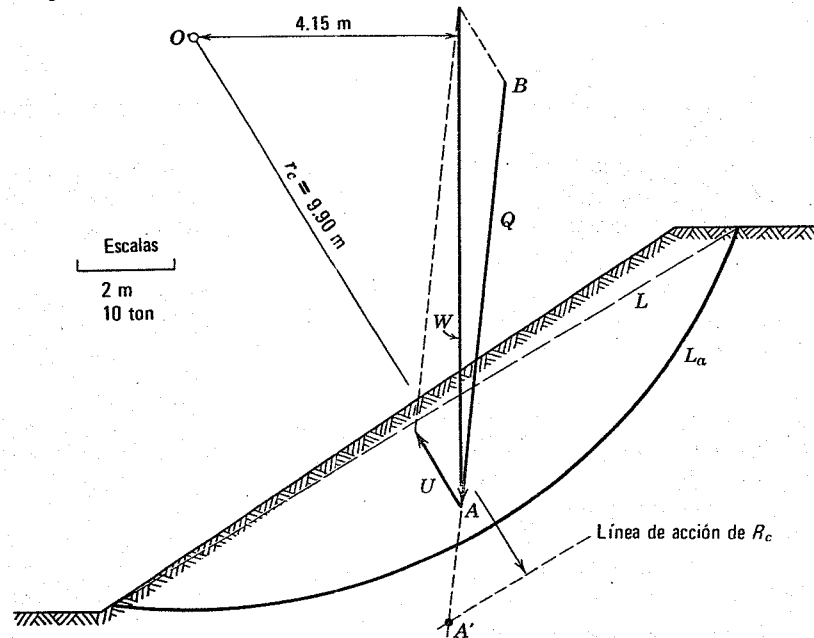


Fig. E24.3-3. Obtención del punto A'

Ejemplo 24.3 · (continuación)

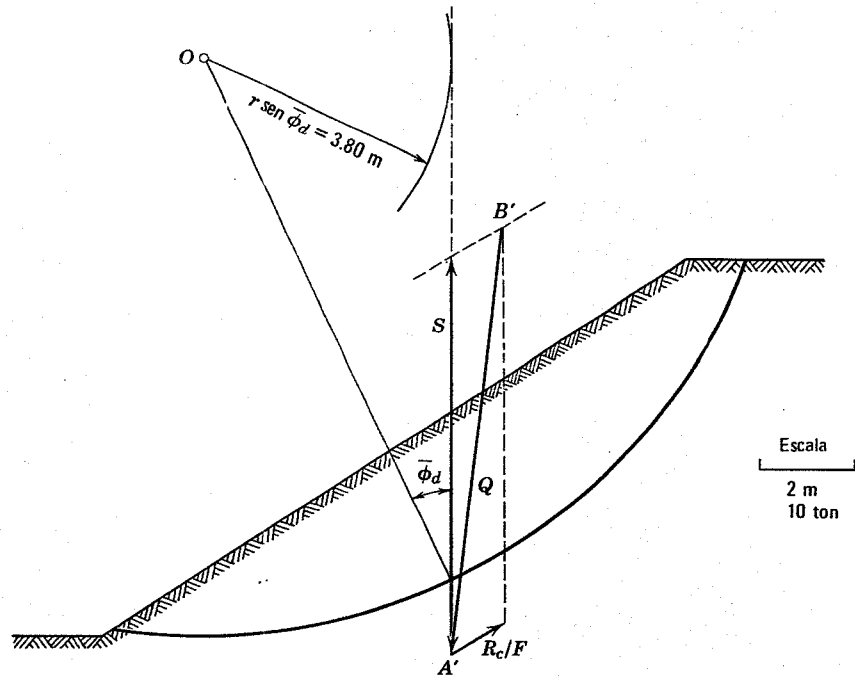


Fig. E24.3-4. Equilibrio de fuerzas.

tante R_c vale $\bar{c}L/F$ donde L es la longitud de la cuerda del arco de falla ya que las componentes de \bar{c} normales a la cuerda se anulan y no dan lugar a una fuerza resultante neta. De aquí que

$$r_c R_c = r_c \frac{\bar{c}L}{F} = \frac{\bar{c}L_a r}{F} \quad \text{ó} \quad r_c = \frac{L_a}{L} r$$

r_c vale 9.90 m en este caso.

4. Se determina la situación del punto A por intersección de Q y R_c . La fuerza S , resultante de \bar{N} y R_ϕ debe pasar por el punto A' (ver la Fig. E24.3-4). Suponiendo $r_\phi = r$, la línea de acción de S debe formar un ángulo ϕ_d con el radio que, pasa por la intersección de S con el arco de falla, donde ϕ_d está dado por

$$\tan \phi_d = \frac{\tan \bar{\phi}}{F}$$

Así pues, S debe ser tangente a un círculo de radio $r \text{ sen } \phi_d$. Este es el *círculo de fricción*.

5. El equilibrio se satisface con un polígono de fuerzas cerrado que incluye Q , S y R_c/F . Es necesario realizar varios tanteos para encontrar la solución. Se estudian varios círculos de fricción hasta el cierre del polígono. Para cada círculo supuesto, se obtienen dos factores de seguridad

$$F_\phi = \frac{\tan \bar{\phi}}{\tan \phi_d}$$

$$F_c = \frac{\bar{c}L}{R_c}$$

La solución correcta es la que hace $F_\phi = F_c$. Por ejemplo para la solución de la Fig. E24.3-4

$$r \text{ sen } \phi_d = 3.80 \text{ m} \quad \phi_d = 25^\circ; \quad F_\phi = 1.34$$

$$\frac{R_c}{F} = 4.15 \text{ ton} \quad L\bar{c} = 11.4 (0.44) = 5.0 \text{ ton} \quad F_c = 1.09$$

El factor de seguridad correcto que satisface las condiciones estáticas es $F = 1.27$ (ver la Fig. E24.3-5).

Ejemplo 24.3 (continuación)

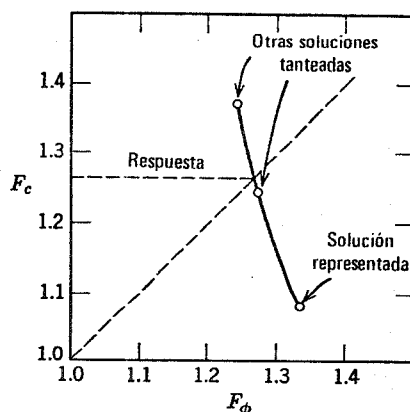


Fig. E24.3-5. Factores de seguridad.

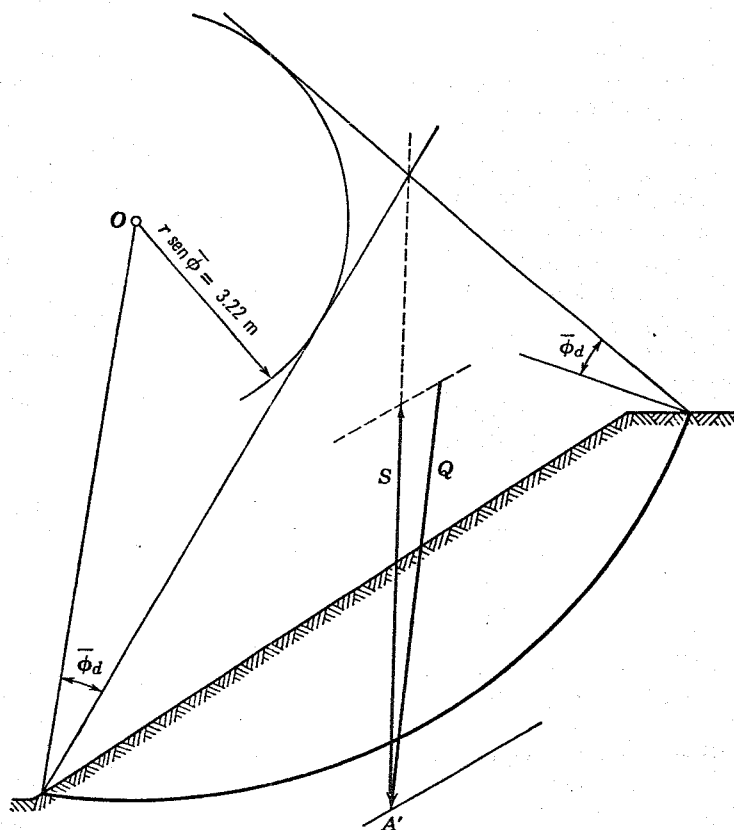


Fig. E24.3-6. Solución correspondiente al límite superior de estabilidad. Se supone $\phi_d = 21^\circ$, $F_\phi = 1.63$, $R_c/F = 3.15$ t, $F_c = 5/3.15 = 1.59$. Haciendo más tanteos se obtiene $F = 1.61$.

Esta es la solución para el círculo dado. Ahora deben estudiarse otros círculos hasta que se encuentre el que da el valor F más pequeño. El círculo estudiado en el ejemplo es de hecho el crítico.

Como se ha indicado en el texto, la solución anterior con $r = r_\phi$ constituye un límite inferior. La Fig. E24.3-6 muestra una solución mediante tanteos basada en la hipótesis de que el esfuerzo normal sobre el arco de falla se concentra en ambos extremos del mismo. En este caso S no es tangente al círculo de fricción, actuando en la forma que se indica en la figura.

tangencial y normal que actúan sobre el arco de falla. También actúan sobre la dovela las resultantes U_i y U_r de la presión intersticial sobre las caras de la misma y U sobre el arco de falla. Estas presiones intersticiales se suponen conocidas.

La Tabla 24.1 agrupa las fuerzas desconocidas y la posición desconocida de las mismas para una masa deslizante, dividida en n dovelas verticales.

Si las dovelas se hacen tan delgadas que las coordenadas a_i (que determinan la posición de las resultantes \bar{N}_i sobre los segmentos del arco de falla) se pueden tomar iguales a cero, existirán $4n - 2$ incógnitas y $3n$ ecuaciones, es decir, un exceso de $n-2$ incógnitas. Dividiendo la masa en una serie de dovelas verticales no se elimina el problema de la indeterminación estática. De aquí que para obtener valores del factor de seguridad por el método de las dovelas sea necesario hacer además hipótesis para eliminar las incógnitas extra. El valor del factor de seguridad calculado de esta forma será, por supuesto, función de la exactitud de las hipótesis adoptadas.

Generalmente se hacen hipótesis referentes a las fuerzas que actúan sobre las caras de las dovelas. Si el problema quiere hacerse estáticamente determinado se requieren exactamente $n-2$ hipótesis. Se sale de la finalidad de este libro discutir la mejor forma de hacer estas hipótesis y los métodos de resolución del sistema de ecuaciones simultáneas resultante (ver Morgenstern y Price, 1965; Whitman y Bailey, 1967). Un estudio cuidadoso muestra que existen varias limitaciones sobre la forma de hacer estas hipótesis. Las fuerzas tangenciales sobre las caras laterales de las dovelas no pueden ser superiores a la resistencia al corte del suelo y las fuerzas laterales E deben quedar sobre el arco de falla a una distancia comprendida entre $1/3$ y $1/2$ de la altura de la dovela. De aquí que, aunque se puede obtener una amplia gama de valores de factores de seguridad partiendo de estas hipótesis, sólo existe un estrecho intervalo de factores de seguridad que corresponden a una distribución intuitivamente razonable de esfuerzos sobre el arco de falla y el interior de la masa deslizante. Para el talud del ejemplo 24.3 este intervalo es también de 1.30 a 1.36.

El empleo del método de las dovelas teniendo en cuenta las fuerzas laterales y el cumplimiento total del equilibrio requiere el empleo de un ordenador (computadora) (ver Whitman y Bailey, 1967). Aun en este caso existe bastante complejidad para el empleo del método. Este método puede y debe utilizarse en fases avanzadas de estudios de estabilidad de taludes, resultando muy útil para tantear las superficies de deslizamiento no circulares. Sin embargo, en muchos problemas es suficiente con utilizar métodos aproximados que aunque no satisfagan completamente las condiciones de equilibrio estático, han demostrado proporcionar respuestas razonablemente correctas a la mayoría de los problemas. A continuación describiremos algunos de estos métodos.

Características comunes a todos los métodos aproximados

En todos estos métodos, el factor de seguridad se define en función de los momentos respecto al centro del arco de deslizamiento:

$$F = \frac{M_R}{M_D} = \frac{\text{Momento de las fuerzas resistentes a lo largo del arco}}{\text{Momento del peso de la masa deslizante}} \quad (24.7)$$

El denominador es el momento que tiende a producir el deslizamiento y puede calcularse como en el ejemplo 24.3. Nótese que el brazo del momento para el peso de una dovela cualquiera vale $r \text{ sen } \theta_i$. De aquí que se pueda escribir

$$M_D = r \sum_{i=1}^{i=n} W_i \text{ sen } \theta_i$$

donde r es el radio del arco de deslizamiento, n es el número de dovelas y W_i y θ_i se han definido en la Fig. 24.11. Análogamente, el momento resistente puede escribirse en la forma⁴

$$M_R = r \sum_{i=1}^{i=n} (\bar{c} + \bar{\sigma}_i \tan \bar{\phi}) \Delta l_i = r \left(\bar{c}L + \tan \bar{\phi} \sum_{i=1}^{i=n} \bar{N}_i \right)$$

donde Δl_i es la longitud del arco de deslizamiento interceptado por la dovela i -ésima y L es la longitud total del arco. Así pues, la ecuación 24.7 se transforma en

$$F = \frac{\bar{c}L + \tan \bar{\phi} \sum_{i=1}^{i=n} \bar{N}_i}{\sum_{i=1}^{i=n} W_i \text{ sen } \theta_i} \quad (24.8)$$

La ecuación 24.8 resulta totalmente exacta. Si el valor \bar{N}_i utilizado en esta ecuación satisface las condiciones es-

⁴ Las siguientes deducciones suponen que \bar{c} y $\bar{\phi}$ son constantes a lo largo del arco de deslizamiento. Las ecuaciones pueden generalizarse incluyendo \bar{c} y $\bar{\phi}$ en las sumatorias.

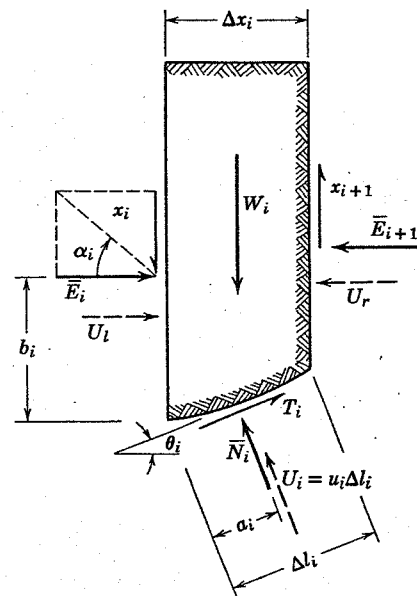


Fig. 24.11. Sistema completo de fuerzas que actúan sobre una dovela.

Tabla 24.1 Incógnitas y ecuaciones para n dovelas

Incógnitas asociadas con el equilibrio de fuerzas

- Resultantes N_i de las fuerzas normales sobre la base de cada cuña o dovela
- Factor de seguridad que permite expresar las fuerzas tangenciales T_i en la base de cada dovela en función de \bar{N}_i
- Fuerzas normales resultantes \bar{E}_i en la cara de contacto entre cuñas o dovelas
- Angulos α_i que expresan las relaciones entre la fuerza tangencial X_i y la fuerza normal \bar{E}_i en cada cara de contacto
- Incógnitas, frente a $2n$ ecuaciones

Incógnitas asociadas con el equilibrio de momentos

- Coordenadas a_i que sitúan la resultante \bar{N}_i en la base de cada cuña o dovela
- Coordenadas b_i que sitúan la resultante E_i en la cara de contacto entre cuñas o dovelas
- Incógnitas frente a n ecuaciones
- Incógnitas totales
- Incógnitas frente a $3n$ ecuaciones

táticas, se obtendrá un valor exacto de F . Además, la definición de F en la ecuación 24.8 es perfectamente consistente con la definición de F en las ecuaciones 24.4 y 24.5. Sin embargo, los métodos aproximados discutidos más adelante no utilizan valores de \bar{N}_i que satisfagan la estática.

Si actúan fuerzas exteriores distintas de la gravedad sobre la masa deslizante (como el peso de un edificio sobre el talud), el momento de estas fuerzas se incluye en

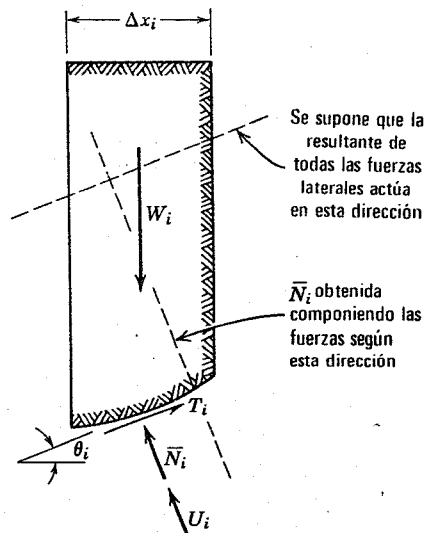


Fig. 24.12. Fuerzas consideradas en el método normal de las dovelas.

M_D . Las presiones intersticiales sobre el arco de deslizamiento no contribuyen a $\frac{M_D}{D}$ ya que su resultante pasa por el centro del arco.

Método ordinario de las dovelas

En este método⁵ se supone que las fuerzas que actúan sobre las caras de cualquier dovela tienen una resultante nula en la dirección normal al arco de deslizamiento, para

⁵ También conocido como método de Fellenius o del círculo sueco. Fellenius (1936) fue el primero en proponer la consideración de las dovelas que componen la cuña deslizante.

► **Ejemplo 24.4**

Datos: Talud del ejemplo 24.3

Problema: Calcular el factor de seguridad por el método ordinario de las dovelas.

Solución: Ver la Tabla E24.4

Tabla E24.4

Dovela	W_i (ton)	$\text{sen } \theta_i$	$W_i \text{ sen } \theta_i$ (ton)	$\text{cos } \theta_i$	$W_i \text{ cos } \theta_i$ (ton)	u_i (ton/m)	Δl_i (m)	U_i (ton)	N_i (ton)
1	1.30	-0.03	-0.04	1.00	1.30	0	1.32	0	1.30
2	2.42	0.05	-0.12	1.00	2.42	0	0.96	0	2.42
2 A	1.88	0.14	-0.26	0.99	1.86	0.05	0.57	0.03	1.83
3	6.66	0.25	-1.67	0.97	6.46	0.80	1.59	1.29	5.17
4	8.10	0.42	-3.40	0.91	7.36	1.38	1.68	2.32	5.04
5	8.37	0.58	-4.85	0.81	6.76	1.20	1.86	2.23	4.53
6	6.65	0.74	-4.92	0.67	4.45	0.56	2.01	1.13	3.32
6 A	0.72	0.82	-0.54	0.57	0.41	0	0.36	0	0
7	2.19	0.87	-1.90	0.49	1.07	0	2.19	0	0
			-17.62						23.61

$$F = \frac{0.09(41.8) + 17.3 \tan 32^\circ}{12.3} = \frac{3.76 + 10.82}{12.3} = \frac{14.58}{12.3} = 1.19$$

Nota. Adviértase que $r \Sigma W_i \text{ cos } \theta_i = 9 \times 17.62 = 158.50$ m. debería ser igual al momento que aparece en la última columna de la Tabla E24.3. La ligera diferencia se debe a errores de redondeo.

esa dovela. Este caso se representa en la Fig. 24.12. Con esta hipótesis

$$\bar{N}_i + U_i = W_i \cos \theta_i$$

o

$$\bar{N}_i = W_i \cos \theta_i - U_i = W_i \cos \theta_i - u_i \Delta l_i \quad (24.9)$$

Combinando las ecuaciones 24.8 y 24.9 resulta

$$\frac{\bar{c}L + \sum_{i=1}^{i=n} (W_i \cos \theta_i - u_i \Delta l_i)}{\sum_{i=1}^{i=n} W_i \sin \theta_i} \quad (24.10)$$

El empleo de la ecuación 24.10 para el cálculo de F se indica en el ejemplo 24.4.

En este caso la hipótesis referente a las fuerzas laterales da lugar a $n-1$ ecuaciones, mientras que sólo hay $n-2$ incógnitas. De aquí que el sistema de dovelas está sobredeterminado y en general no es posible satisfacer las condiciones estáticas. Por esta razón, el factor de seguridad calculado por este método tendrá un cierto error. Numerosos ejemplos han demostrado que el factor de seguridad obtenido de esta forma suele quedar por debajo del límite inferior de las soluciones que satisfacen las condiciones estáticas. En algunos problemas el F obtenido por este método puede quedar solamente un 10 a 15% por debajo de la gama de soluciones igualmente correctas, pero en otros casos el error puede llegar hasta el 60% (ver por ejemplo Whitman y Bailey 1967).

A pesar de los errores, este método se utiliza ampliamente en la práctica debido a su antigüedad, su sencillez y a que queda del lado de la seguridad. Los cálculos se pueden realizar manualmente y el método se ha programado para computadoras electrónicas. Parece poco afortunado que un método que puede dar lugar a errores tan grandes tenga tan amplia utilización y es de esperar que comiencen a utilizarse con mayor profusión métodos más exactos.

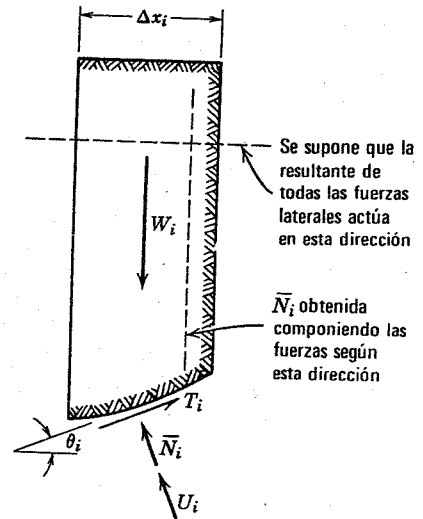


Fig. 24.13. Fuerzas consideradas en el método de Bishop simplificado.

► Ejemplo 24.5

Datos: El talud del ejemplo 24.3.

Problema: Calcular el factor de seguridad por el método de Bishop simplificado.

Solución: Ver la tabla E24.5

Tabla E24.5

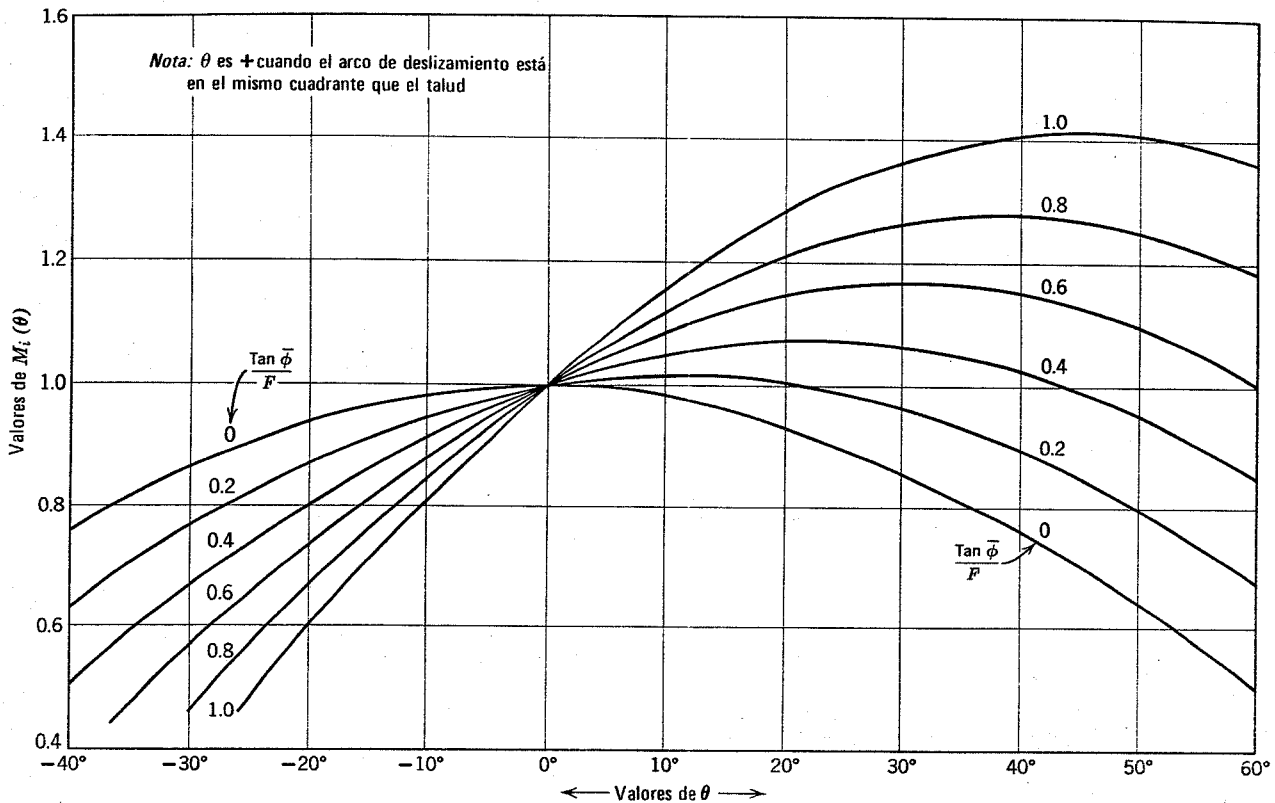
(1) Dovela	(2) Δx_i (m)	(3) $\bar{c}\Delta x_i$ (ton)	(4) $u_i \Delta x_i$ (ton)	(5) $W_i - u_i \Delta x_i$ (ton)	(6) $(5) \tan \bar{\phi}$ (ton)	(7) $(3) + (6)$ (ton)	(8) M_i		(9) $(7) \div (8)$	
							$F = 1.25$	$F = 1.35$	$F = 1.25$	$F = 1.35$
1	1.35	0.60	0	1.30	0.81	1.41	0.97	0.97	1.45	1.45
2	0.96	0.42	0	2.42	1.51	1.93	1.02	1.02	1.89	1.89
2A	0.54	0.24	0.03	1.85	1.15	1.39	1.06	1.05	1.31	1.32
3	1.50	0.66	1.20	5.46	3.42	4.08	1.09	1.08	3.74	3.78
4	1.50	0.66	1.95	6.15	3.84	4.50	1.12	1.10	4.01	4.10
5	1.50	0.66	0.90	7.47	4.66	5.32	1.10	1.08	4.84	4.93
6	1.32	0.58	0.74	5.91	3.70	4.28	1.05	1.02	4.07	4.20
6A	0.18	0.08	0	0.72	0.45	0.53	0.98	0.95	0.54	0.56
7	0.96	0.42	0	2.19	1.37	1.79	0.93	0.92	1.93	1.95
							23.78	24.19		

Para el valor supuesto

$$F = 1.25 \quad F = \frac{23.78}{17.62} = 1.35$$

$$F = 1.35 \quad F = \frac{24.19}{17.62} = 1.32$$

Un tanteo suponiendo $F = 1.3$ habría dado $F = 1.3$


 Fig. 24.14. Gráfico para la determinación de $M_i(\theta)$.

Método de Bishop (versión simplificada)

En este método más moderno⁶ se supone que las fuerzas que actúan sobre las caras laterales de una dovela cualquiera tienen una resultante nula en dirección vertical. Las fuerzas \bar{N}_i se obtienen considerando el equilibrio de fuerzas indicado en la Fig. 24.13. Debe utilizarse un valor del factor de seguridad para expresar las fuerzas tangenciales T_i y se supone que este factor de seguridad es igual al F definido por la ecuación 24.8. Resulta así:

$$\bar{N}_i = \frac{W_i - u_i \Delta x_i - (1/F)\bar{c} \Delta x_i \tan \theta_i}{\cos \theta_i [1 + (\tan \theta_i \tan \bar{\phi})/F]} \quad (24.11)$$

Combinando las ecuaciones 24.8 y 24.11 se obtiene

$$F = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} [\bar{c} \Delta x_i + (W_i - u_i \Delta x_i) \tan \bar{\phi}] [1/M_i(\theta)]}{\sum_{i=1}^{i=n} W_i \sin \theta_i} \quad (24.12)$$

donde

$$M_i(\theta) = \cos \theta_i \left(1 + \frac{\tan \theta_i \tan \bar{\phi}}{F} \right) \quad (24.13)$$

⁶ El método fue descrito primeramente por Bishop (1956); la versión simplificada del método fue desarrollada posteriormente por Janbu y Col. (1956).*

* En realidad el planteamiento de Janbu es diferente del de Bishop, considerando superficies de deslizamiento no necesariamente circulares. (N.T.)

La ecuación 24.13 es más complicada que la 24.10 del método ordinario y requiere realizar varios tanteos ya que F interviene en ambos miembros de la ecuación. Sin embargo, la convergencia de los tanteos es muy rápida. El ejemplo 24.5 muestra el método tabulado que puede utilizarse. El ábaco de la Fig. 24.14 sirve para calcular la función M_i .

El método de Bishop simplificado hace también $n-1$ hipótesis respecto a las fuerzas desconocidas y por tanto sobredetermina el problema, de forma que, en general, los valores de F y \bar{N}_i no son exactos. Sin embargo, numerosos ejemplos han demostrado que este método da valores de F que quedan dentro de la gama de soluciones igualmente correctas determinadas por métodos exactos. Existen casos en los que el método de Bishop da resultados erróneos; por ejemplo, con círculos de falla profundos cuando F es menor que la unidad (ver Whitman y Bailey, 1967). Sin embargo, el método de Bishop resulta recomendable para la práctica en general. Los cálculos se pueden realizar manualmente, existiendo también programas de computadora.

Otros métodos de dovelas

Existen otras numerosas versiones de este método. En uno de ellos se suponen las inclinaciones α_i de las fuerzas laterales (ver Lowe y Karafiath, 1960; Sherard y Col., 1963). En general se toman todas las α_i iguales a la inclinación del talud. Este método sobredetermina también el sistema de dovelas pero da valores muy satisfactorios. En

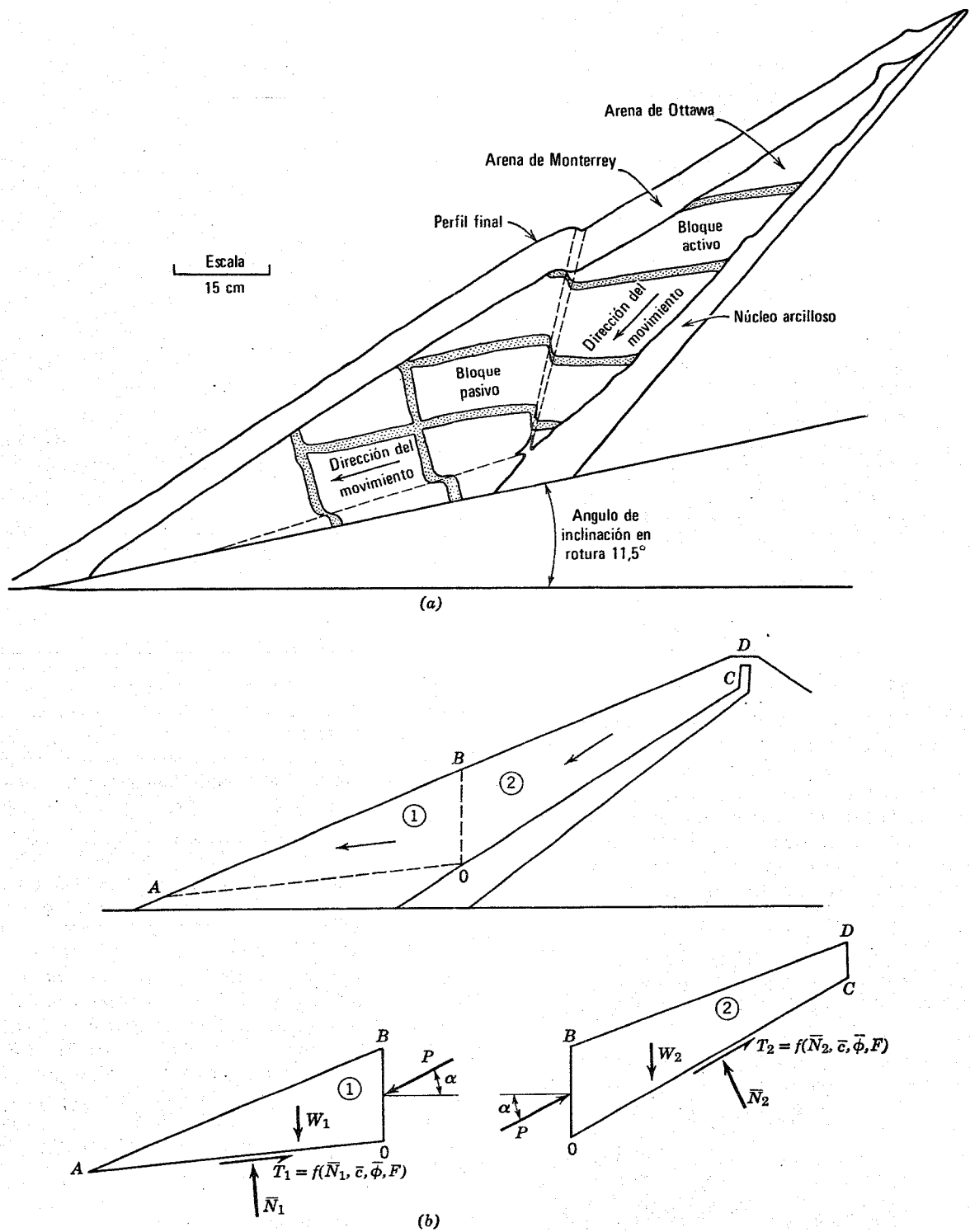


Fig. 24.15. Cálculo de la estabilidad por el método de las cuñas deslizantes. a) Falla de cuña en un modelo de presa con núcleo inclinado (Sultan y Seed, 1967). b) Cuñas y fuerzas.

► Ejemplo 24.6

Datos: El núcleo de presa inclinado indicado en la Fig. E24.6-1.

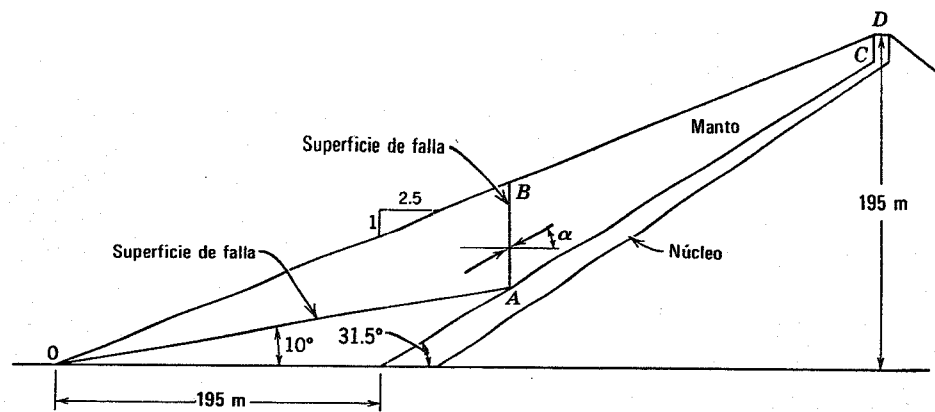


Fig. E24.6-1. Manto: $\bar{\phi}=40^\circ, \gamma=1.75 \text{ ton/m}^3$; Núcleo: $c=10 \text{ ton/m}^2$; sin presiones intersticiales.

Problema: Calcular el factor de seguridad por el método de la cuña, suponiendo $\alpha = \bar{\phi}_m$.

Solución: Los pesos de las dos cuñas pueden obtenerse determinando las áreas directamente a partir del dibujo.

$$W_{OBA} = \frac{1}{2} (292.5) (57) (1.75) = 1460 \text{ ton/m}$$

$$W_{ABCD} = \left[\frac{1}{2} (33) (53.1) + (228.9) \frac{53.1 + 13.8}{2} \right] (1.75) = (880 + 7650) 1.75 = 1490 \text{ ton/m}$$

La resistencia al corte disponible según AC es $10 (260.4) = 2604 \text{ t/m}$. Se utiliza un método de tanteos suponiendo diversos valores de F hasta que se cierra el polígono de fuerzas. El diagrama (Fig. E24.6-2) muestra un tanteo con $F = 1.65$ resultando

$$\bar{\phi}_m = \tan^{-1} \frac{\tan \bar{\phi}}{1.65} = \tan^{-1} \left(\frac{0.839}{1.65} \right) = 27^\circ$$

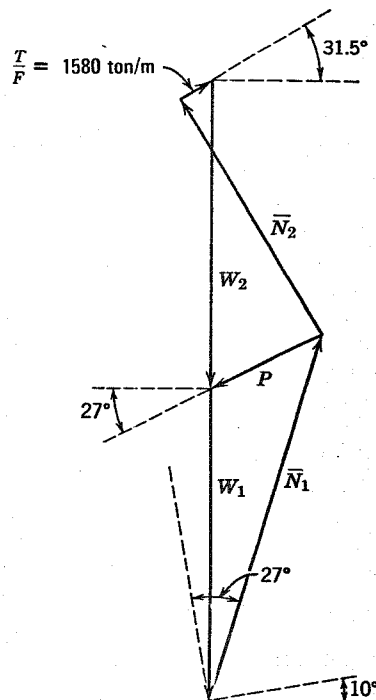


Fig. E24.6-2.

Este valor tanteado determina la dirección de \bar{N} y P con lo cual puede cerrarse el polígono de fuerzas de la cuña 1.

El polígono de la cuña 2, puede construirse a continuación. Es necesaria una fuerza de cohesión de 1570 t/m para el cierre del mismo. Por tanto, resulta

$$F = \frac{2604}{1570} = 1.65$$

Este valor coincide con el tanteado y por tanto la solución es correcta. ◀

su forma actual, el método requiere una resolución gráfica por tanteos.

24.6 METODO DE LA CUÑA

En muchos problemas la superficie de deslizamiento potencial o real puede aproximarse muy exactamente mediante dos o tres líneas rectas. Este caso se presenta cuando existen estratos blandos en el interior o en la base del talud y también cuando el talud descansa sobre un estrato muy resistente. Las Figs. 24.8c y 24.15a muestran casos en los que la superficie de deslizamiento se compone casi exactamente de rectas. En la Fig. 24.8b aparece un caso en el que el empleo de rectas da una aproximación muy satisfactoria. Para estos problemas puede utilizarse una versión general del método de las dovelas. Sin embargo, puede obtenerse una estimación satisfactoria, y generalmente muy exacta, del factor de seguridad por el denominado *método de la cuña*.

En este método, la masa potencialmente deslizante se divide en dos o tres cuñas como se indica en la Fig. 24.15b. La resistencia al corte a lo largo de varios segmentos de la superficie de deslizamiento se expresa en función de los parámetros de resistencia aplicables y de un factor de seguridad F que es el mismo para todos los segmentos. En la Fig. 24.15b existen tres fuerzas desconocidas (P , \bar{N}_1 y \bar{N}_2), la inclinación desconocida α de la fuerza existente entre las cuñas y el factor de seguridad que se busca. Existen por tanto cinco incógnitas pero sólo cuatro ecuaciones de equilibrio de fuerzas (dos para cada cuña) y el sistema es estáticamente indeterminado. Para hacer el sistema determinado se supone un valor de α . De esta forma se puede calcular el factor de seguridad.

El método de la cuña se ilustra en el ejemplo 24.6. La resistencia del núcleo de la presa viene representada por un valor c siendo $\phi = 0$. Los casos en que son aplicables tales parámetros de resistencia se comentan en el capítulo 31. En este ejemplo no se tienen en cuenta las presiones

Presa

Resistencia al corte $\tau_{ff} = 0.7\bar{\sigma}_{ff}$

Peso específico:

2.0 ton/m³ sobre la línea freática

2.15 ton/m³ bajo la línea freática

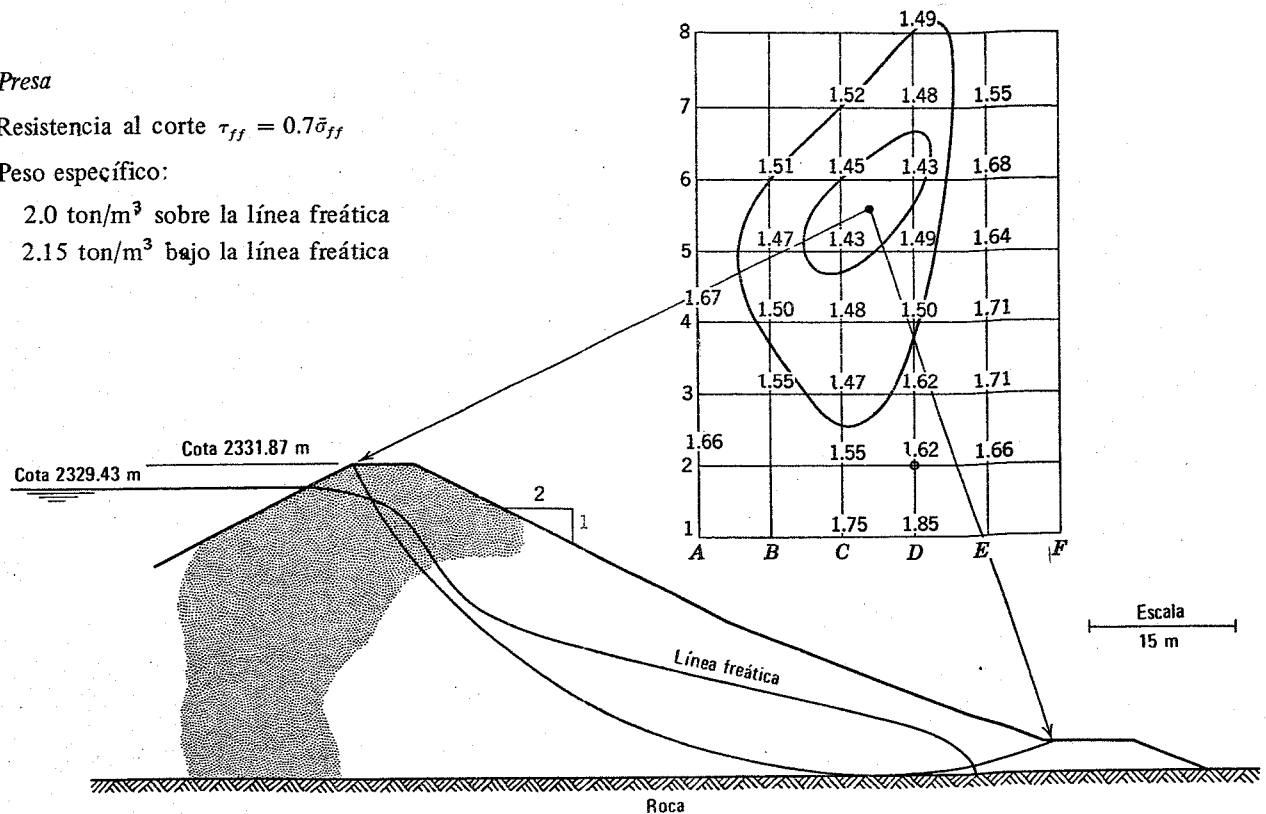


Fig. 24.16. Contornos de igual factor de seguridad.

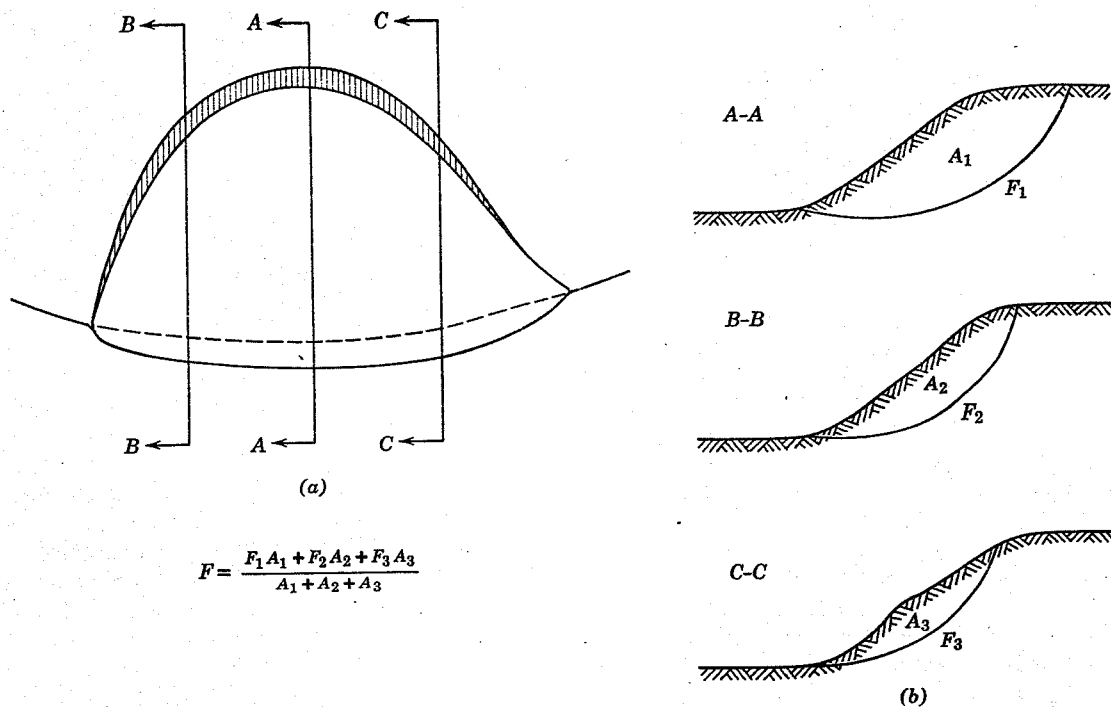


Fig. 24.17. Método aproximado para considerar efectos tridimensionales. (a) Vista en planta de un deslizamiento. (b) Factores de seguridad de diversas secciones.

intersticiales. Si hubiera presiones intersticiales las resultantes de las mismas sobre la base de las cuñas y entre ellas deberían incluirse en las ecuaciones de equilibrio de fuerzas pero, de todos modos, el método es el mismo.

En este ejemplo α se supuso igual a $\bar{\phi}_m$ siendo $\tan \bar{\phi}_m = \tan \bar{\phi} / F$. Es decir, el cociente entre la resistencia movilizada y la disponible es el mismo en el plano entre las cuñas que en la superficie de deslizamiento. La influencia del valor supuesto para α ha sido estudiada por Seed y Sultan (1967). Otra hipótesis habitual es tomar α igual a la inclinación del talud. Los factores de seguridad calculados en estas dos hipótesis difieren en un porcentaje muy escaso.

El factor de seguridad, por supuesto, depende de la posición de la superficie de deslizamiento adoptada. El factor de seguridad puede variar, por tanto, si se utiliza una superficie inclinada entre las cuñas (Seed y Sultan, 1967).

24.7 COMENTARIOS FINALES SOBRE LOS METODOS DE CALCULO

En las secciones 24.4. a 24.6 se han presentado con detalle los métodos para calcular el factor de seguridad para una sección de talud dada y un arco de deslizamiento determinado. Existen otras consideraciones adicionales a tener en cuenta en la aplicación de estos métodos a problemas prácticos.

Es necesario realizar varios tanteos de la superficie de deslizamiento hasta determinar el factor de seguridad mínimo. Al emplear superficies de deslizamiento circulares es conveniente establecer una malla de centros de círcu-

los, escribiendo en cada punto de la malla el factor de seguridad más pequeño para los círculos con centro en dicho punto, y trazando a continuación los contornos de igual factor de seguridad. La Fig. 24.16 muestra un ejemplo de contornos de igual factor de seguridad. Al realizar este análisis, sólo se han considerado círculos tangentes al estrato firme inferior pero en muchos problemas pudiera ser también necesario considerar círculos más superficiales.

Generalmente se suelen producir grietas de tensión en las proximidades de la coronación de un talud, reduciendo la estabilidad general del mismo al reducir la cohesión que puede mobilizarse en la parte superior de una superficie de deslizamiento potencial. Este efecto es el mismo que se comentó en la sección 23.3. Los métodos de cálculo presentados en este capítulo pueden modificarse fácilmente para incluir una grieta vertical en la parte muy superior de una superficie de deslizamiento inclinada.

Los métodos de cálculo descritos en las secciones anteriores consideran únicamente los esfuerzos en una sección vertical única del talud. No existe un método riguroso para el estudio de efectos tridimensionales. Si los efectos tridimensionales pueden ser importantes, el mejor método disponible consiste en considerar tres secciones paralelas del talud, calculando el factor de seguridad para cada una de ellas y determinando a continuación el factor de seguridad ponderado utilizando el peso total de la masa encerrada por la superficie de falla en cada sección como factor de ponderación (ver la Fig. 24.17).

Existen otros métodos de cálculo de estabilidad además de los descritos en las secciones 24.4 a 24.6. Ya se han mencionado los métodos de dovelas que consideran total-

mente las fuerzas entre dovelas. También se han desarrollado métodos con superficies de deslizamiento de tipo espiral (Terzaghi, 1943) Frecuentemente se utiliza una versión gráfica del método ordinario de las dovelas (May y Brahtz, 1936), la cual está sometida a todos los errores y limitaciones de tal método. Actualmente se están poniendo a punto métodos basados en diferencias finitas y en elementos finitos. El resultado principal de los estudios basados en estos métodos más sofisticados es que se puede aprender a utilizar los métodos más sencillos con mayor eficacia. Con una adecuada atención a los detalles, los métodos más sencillos (el de Bishop, el de la cuña y a veces el método ordinario de las dovelas) darán factores de seguridad con un intervalo de confianza de $\pm 10\%$ respecto a los parámetros de resistencia supuestos. Así pues, la mayor inseguridad en el cálculo de la estabilidad de taludes radica en la elección adecuada de los parámetros de resistencia.

Antiguamente los cálculos de estabilidad de taludes constituían un trabajo muy penoso. Esto se ha reducido notablemente por el extendido empleo de las computadoras electrónicas (ver por ejemplo Whitman y Bailey, 1967). Sin embargo, es esencial que cualquier ingeniero que utilice programas de computadora resulte plenamente consciente de las limitaciones del método de cálculo utilizado como base del programa. Existen ábacos de estabilidad que indican las combinaciones de parámetros necesarias para la estabilidad en casos determinados, lo cual resulta muy útil para cálculos preliminares (Taylor 1948; Bishop y Morgenstern, 1960).

24.8 ANALISIS DE DESLIZAMIENTOS REALES

En esta sección se resumen los resultados del análisis de diversos deslizamientos reales en los que se conocen las presiones intersticiales en el interior del talud antes del deslizamiento. Todos ellos son deslizamientos que se han producido cierto tiempo después de la construcción del talud, en un instante en el que las presiones intersticiales estaban controladas por las condiciones naturales del agua freática. Tales deslizamientos se deben a variaciones a largo plazo en los parámetros de resistencia o en las presiones intersticiales del agua. Otros deslizamientos de talud producidos durante o inmediatamente después de la construcción se comentan en el capítulo 31.

Desgraciadamente existen relativamente pocos deslizamientos en los que se conozcan las presiones intersticiales y en los que se hayan determinado parámetros de resistencia al corte apropiados a partir de pruebas de laboratorio de confianza. Tiene una gran importancia el estudio de los futuros deslizamientos para proporcionar a los ingenieros una información valiosa respecto a la naturaleza y magnitud de la resistencia al corte.

Deslizamientos en arcillas inalteradas

La Fig. 24.18 muestra los cálculos de estabilidad de un talud en arcilla en Lodalen, cerca de Oslo, Noruega (Sevaldson, 1956). El talud se realizó unos 30 años antes de deslizarse. Se llevaron a cabo extensas investigaciones de campo y estudios de laboratorio para determinar las pre-

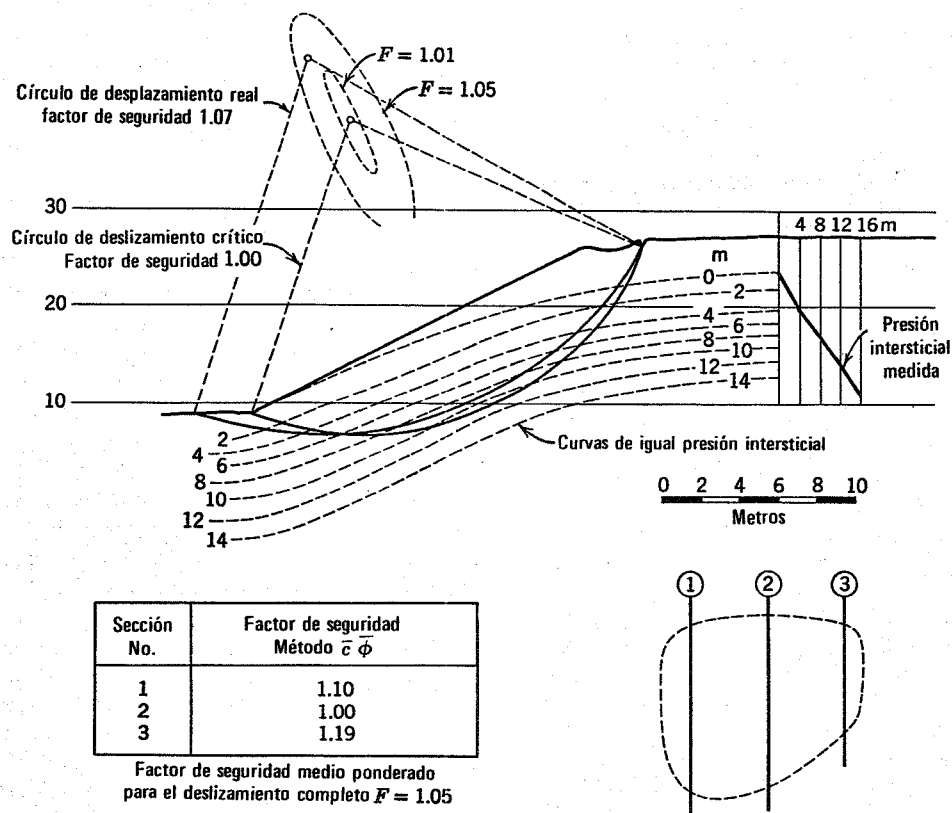


Fig. 24.18. Estudio del deslizamiento de Lodalen, Noruega. (Según Bishop y Bjerrum, 1960).

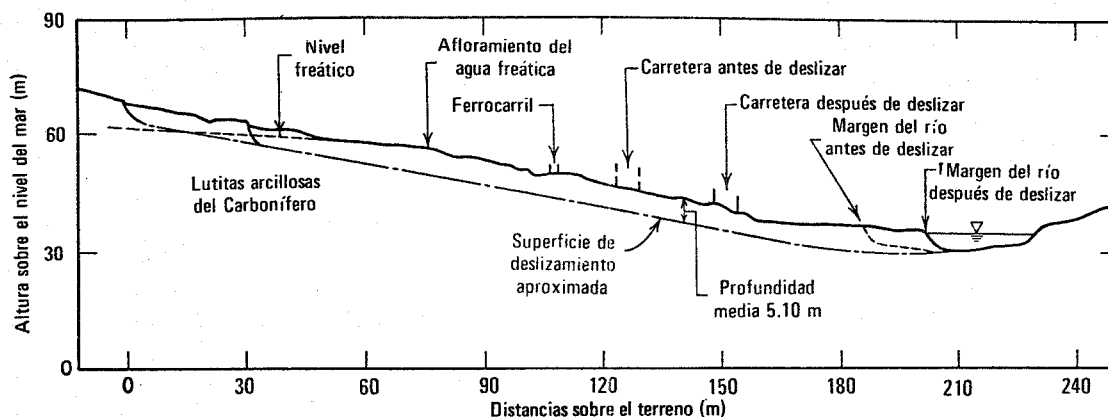


Fig. 24.19. Deslizamiento de Jackfield, Inglaterra (según Bishop y Bjerrum, 1960).

siones intersticiales en el talud en el instante del deslizamiento y los parámetros de resistencia al corte de la arcilla. Los parámetros deducidos de pruebas triaxiales tomando el punto máximo de la curva esfuerzo-deformación fueron $\bar{\sigma} = 1.22 \text{ t/m}^2$ y $\bar{\phi} = 32^\circ$. El factor de seguri-

dad ponderado mediante el método de Bishop simplificado fue de 1.05.

La Tabla 24.2 enumera otros diversos casos. En cada uno de ellos el factor de seguridad calculado era razonablemente próximo a la unidad y la superficie de deslizamiento crítica determinada en el cálculo coincidía bastante bien con la observada en la realidad. Estos casos confirman así la validez del método de cálculo de estabilidad y la elección de los parámetros de resistencia a partir de pruebas triaxiales. En todos estos casos se trataba de arcillas inalteradas y no fisuradas.

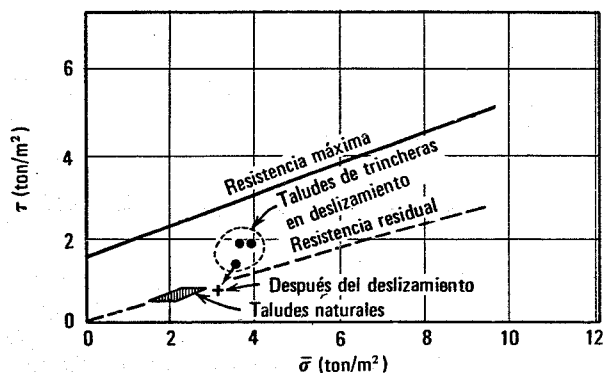


Fig. 24.20. Resistencia movilizada en deslizamientos en arcilla de Londres (Según Skempton, 1964).

Deslizamientos en arcillas fisuradas

La Fig. 24.19 muestra un deslizamiento en una lutita rígida y fisurada (Henkel y Skempton, 1955). Debido a la geometría del deslizamiento, se pudo estudiar la estabilidad con gran precisión mediante las ecuaciones de un talud infinito. Los parámetros de resistencia de esta lutita (basados en la resistencia máxima) fueron $\bar{\sigma} = 0.73 \text{ t/m}^2$ y $\bar{\phi} = 21^\circ$. Estos parámetros dan lugar a un factor de seguri-

Tabla 24.2 Factores de seguridad para el análisis de deslizamientos en arcillas inalteradas

Lugar	Tipo de suelo	Factor de seguridad calculado	Referencia
Lodalen, Noruega	Ligeramente sobreconsolidado	1.05	Sevaldson (1956)
Drammen, Noruega	Normalmente consolidado	1.15	Bjerrum y Kjaernsli (1957)
Selset, Inglaterra	Sobreconsolidado	1.03	Skempton y Brown (1961)
Breckenridge, Canadá	Ligeramente sobreconsolidado	1.12	Crawford y Eden (1967)
Siburua, Venezuela	Arcilla plástica compactada	1.02	Wolfskill y Lambe (1967)

dad calculado de $F = 1.45$ que es inconsistente con el hecho de que se haya producido el deslizamiento. Sin embargo si se toma \bar{c} igual a cero, el factor de seguridad desciende a un valor razonable de $F = 1.07$. Este resultado indica que el empleo de los parámetros de resistencia respecto al valor máximo puede dar lugar a estimaciones poco seguras del factor de seguridad de taludes en arcillas fisuradas.

Skempton (1964) ha estudiado diversos deslizamientos en la arcilla dura de Londres, comparando la resistencia desarrollada en el terreno con las resistencias máxima y residual medidas en pruebas de laboratorio. Los resultados se indican en la Fig. 24.20 en la que se ha representado el esfuerzo tangencial medio a lo largo de la superficie de deslizamiento en función del esfuerzo normal efectivo medio.

Los tres círculos de línea continua del diagrama corresponden a deslizamientos producidos algunos años antes de realizar el talud. En un caso en el que el talud volvió a estar en equilibrio después de un deslizamiento moderado se realizó otro cálculo para determinar la resistencia disponible después del deslizamiento. El recinto denominado "taludes naturales" indica los casos de taludes de este tipo en los que se han producido recientemente deslizamientos.

Se deduce de estos resultados que sólo se debe confiar en la resistencia residual de la arcilla de Londres en cuanto al sostenimiento de un talud.

La resistencia adicional que puede existir en el máximo de la curva esfuerzo-deformación se pierde con el tiempo. Conclusiones semejantes se pueden aplicar aparentemente a otras arcillas sobreconsolidadas que presentan fisuración, en especial las lutitas de Dakota, Montana y Saskatchewan. Los procesos que dan lugar a una reducción gradual de resistencia hasta el valor residual se denominan de *falla progresiva* Bjerrum (1967) ha estudiado estos procesos y el grado en que pueden desarrollarse en diversos suelos sobreconsolidados.

24.9 PROYECTO DE TALUDES

La inclinación de la mayoría de los taludes artificiales, como los de carreteras, se suele elegir principalmente a partir de la experiencia. Se realizan cálculos cuando se trata de un talud de altura excepcional o cuando existe alguna razón para creer que pueden presentarse problemas. En general, los cálculos se suelen realizar siempre que se produce un deslizamiento, como ayuda para elegir las medidas correctoras. En el proyecto de presas de tierra se suelen fijar los taludes primeramente a partir de la experiencia, comprobándolos después mediante un cálculo más completo. Como se comentará en el capítulo 31 los métodos expuestos en este capítulo son útiles principalmente para comprobar la *estabilidad a largo plazo*, es decir, la estabilidad del talud de aguas abajo de una presa de tierra una vez que se ha llegado a un flujo establecido a través de la misma o la estabilidad de un talud algunos años después de construirlo.

Aunque quedan algunas cuestiones referentes a la precisión de la mecánica de los cálculos de estabilidad de taludes, en los casos prácticos el mayor problema radica en la estimación de las presiones intersticiales y especialmente en la selección de los parámetros de resistencia.

Según la definición de la ecuación 24.4, el factor de seguridad indica el grado en el que los parámetros de resistencia supuestos pueden reducirse antes de que se produzca el deslizamiento por lo que esencialmente se trata de un factor de seguridad respecto a un error en la estimación de tales parámetros. En suelos intactos y homogéneos, cuando los parámetros de resistencia se eligen a partir de buenas pruebas de laboratorio y una estimación cuidadosa de las presiones intersticiales, se suele emplear corrientemente un factor de seguridad de 1.5 como mínimo. En arcillas fisuradas y en suelos heterogéneos existe una gran inseguridad y por tanto es necesaria mayor precaución. Peck (1967) ha expuesto recientemente las dificultades y errores en la estimación de la estabilidad en un problema especialmente difícil.

14.10 RESUMEN DE PUNTOS PRINCIPALES

Al calcular las fuerzas que actúan sobre una masa de suelo se pueden tener en cuenta correctamente los efectos del agua considerando:

1. Las fuerzas periféricas junto con el peso total de suelo.
2. Las fuerzas de filtración junto con el peso sumergido del suelo.

Ambos métodos dan resultados idénticos ya que las fuerzas periféricas del agua son iguales al empuje de Arquímedes más la filtración. En problemas de estabilidad suele ser más conveniente trabajar con las fuerzas de agua periféricas y el peso total del suelo.

El estudio de taludes infinitos resulta útil tanto porque se pueden entender claramente los fundamentos de los problemas de estabilidad como porque los resultados son aplicables a algunos problemas prácticos. El máximo talud estable de una arena sumergida es aproximadamente el mismo que el de la arena seca. En ambos casos $i_{m \text{ áx}}$ es igual al ángulo de resistencia al corte $\bar{\phi}$. El flujo de agua por un talud suele reducir generalmente la estabilidad.

Un problema general de estabilidad de taludes está indeterminado estáticamente. Existen varios métodos para resolver los problemas de estabilidad, según la hipótesis que se utilice para hacer el problema determinado. El método de Bishop y el de la cuña son suficientemente precisos y se recomiendan para su empleo práctico, especialmente cuando los cálculos se deben realizar a mano. Cuando se dispone de computadoras electrónicas, el ingeniero puede utilizar el método más sofisticado de Morgenstern para comprobar soluciones más sencillas y en el caso en que pueda convenir estudiar superficies de deslizamiento diferentes de la circular o en forma de cuña.

Los mayores errores en los problemas de estabilidad se deben a la selección de la presión intersticial y de los parámetros de resistencia. El error asociado con el método de cálculo, del orden de 10% respecto al factor de seguridad calculado por los mejores métodos disponibles, es pequeño si se compara con el correspondiente a la selección de los parámetros de resistencia. Esta es la razón por la cual se utiliza un factor de seguridad respecto a la pérdida de resistencia en los problemas de estabilidad.

PROBLEMAS

24.1 Un talud infinito con $i = 28^\circ$ está formado por una arena de ángulo de fricción igual a 30° , un peso específico seco de 1.75 t/m^3 y una relación de vacíos de 0.52. Con motivo de una lluvia intensa la arena se satura, produciéndose un flujo vertical hacia abajo bajo un gradiente de valor unidad. ¿Pasará el talud a una menor inclinación? ¿Cuál es el máximo talud estable durante la lluvia?

24.2 Calcúlese el máximo ángulo de talud estable para un estrato de arcilla de Weald normalmente consolidada con un espesor en vertical de 6 m y flujo paralelo al talud. El talud es infinito.

24.3 Con los valores numéricos de la tabla del ejemplo 24.4, trazar los diagramas de fuerzas que actúan sobre las dovelas 3 y 6. ¿están estas fuerzas en equilibrio? Explíquese por qué.

24.4 Repítase el problema 24.3 pero utilizando los valores numéricos de la tabla del ejemplo 24.5.

24.5 Repítase el ejemplo 24.3 utilizando un arco de deslizamiento con centro sobre la línea de separación de las dovelas 2A y 3 y situado a 7 m por encima del estrato firme.

24.6 Repítase el ejemplo 24.4 utilizando el arco de deslizamiento descrito en el problema 24.5.

24.7 Repítase el ejemplo 24.5 utilizando el arco de deslizamiento del ejemplo 24.5.

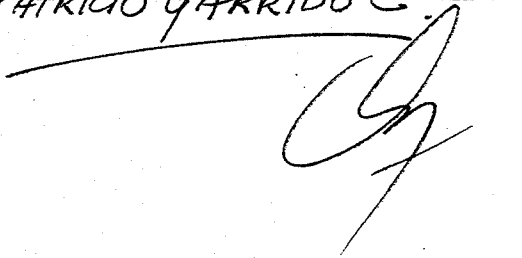
24.8 Repítase el ejemplo 24.6 con las siguientes variantes:

a. Suponiendo que el ángulo α es igual a la inclinación del talud.

b. Tomando $\alpha = \bar{\phi}_m$ y con la misma posición del punto A, desplácese el punto B en dirección hacia arriba por el talud de forma que AB forme 10° con la vertical.

c. Tomando $\alpha = \bar{\phi}_m$ y con AB vertical, desplácese los puntos A y B hacia abajo del talud de forma que OA tenga una inclinación de 5° .

PATRICIO GARRIDO C.



CAPITULO 25

Cimentaciones superficiales en condiciones de drenaje

25.1 COMPORTAMIENTO GENERAL DE LAS CIMENTACIONES SUPERFICIALES

En el capítulo 14 se inició el tema de las cimentaciones superficiales, estudiando con detalle el comportamiento de las mismas en suelo seco. El capítulo 25 amplía el 14 en dos aspectos:

1. Se estudia el caso en que todo o parte del terreno está saturado.
2. Se hacen algunas consideraciones especialmente aplicables a cimentaciones sobre limo y arcilla.

El comportamiento general de las zapatas de cimentación descrito en el capítulo 14 tiene validez para cualquier tipo de suelo. Además, las expresiones presentadas en dicho capítulo respecto a la capacidad de carga y al asentamiento de cimentaciones sobre arena seca se aplican igualmente a cimentaciones sobre arena saturada siempre que los esfuerzos sean efectivos. Como veremos más adelante en el presente capítulo, el ascenso del nivel freático en un terreno reduce los esfuerzos efectivos a una profundidad dada, lo cual da lugar a una menor capacidad de carga y a un mayor asentamiento.

Sin embargo, el comportamiento concreto de una cimentación superficial depende mucho del tipo de terreno sobre el que descansa. La Tabla 25.1 enumera las diferencias generales más importantes entre el comportamiento de la arena y el de la arcilla como materiales de cimentación. El limo tiene un comportamiento intermedio entre la arena y la arcilla. En el resto de este capítulo, al igual que en el capítulo 32, se discutirán y comentarán los factores de la Tabla 25.1.

En la Fig. 14.9 se ha representado el asentamiento diferencial máximo en función de la distorsión máxima y el asentamiento total máximo para diversas estructuras cimentadas sobre arena. La Fig. 25.1 presenta datos semejantes para estructuras sobre arcilla. Mientras que el asentamiento diferencial máximo para una zapata sobre arena tiende a ser casi tan grande como el total, en el caso de arcilla el asentamiento diferencial máximo suele ser considerablemente más pequeño que dicho total. Este importante punto se ilustra más claramente mediante los datos de las Figs. 25.2, 25.3 y 25.4.

Las Figs. 25.2, 25.3 y 25.4 corresponden a los asentamientos de depósitos metálicos de aproximadamente el mismo tamaño (la mayoría de los depósitos tenían 60-75

Tabla 25.1 Comparación entre las arenas y arcillas como terreno de cimentación

Concepto	Arena	Arcilla (normalmente consolidada o ligeramente sobreconsolidada).
Factor que rige el diseño de la zapata.	$\Delta\rho$, especialmente bajo ciclos de carga o cargas dinámicas	$\rho_{m\acute{a}x}$ y $\Delta\rho$
Magnitud de asentamiento	Pequeño	Grande
Velocidad de asentamiento	Rápido	Lento
Trayectoria de asentamiento	Irregular, mayor de los bordes de la zapata	Forma de plato
Relación entre $\Delta\rho_{m\acute{a}x}$ y $\rho_{m\acute{a}x}$	$\Delta\rho_{m\acute{a}x}$ frecuentemente muy próximo a $\rho_{m\acute{a}x}$	$\Delta\rho_{m\acute{a}x}$ generalmente mucho menor que $\rho_{m\acute{a}x}$
Influencia de $\Delta\rho$ dada sobre la estructura	Relativamente grande debido a que es irregular y se produce rápidamente	Relativamente pequeño debido a que ρ es irregular y se produce lentamente

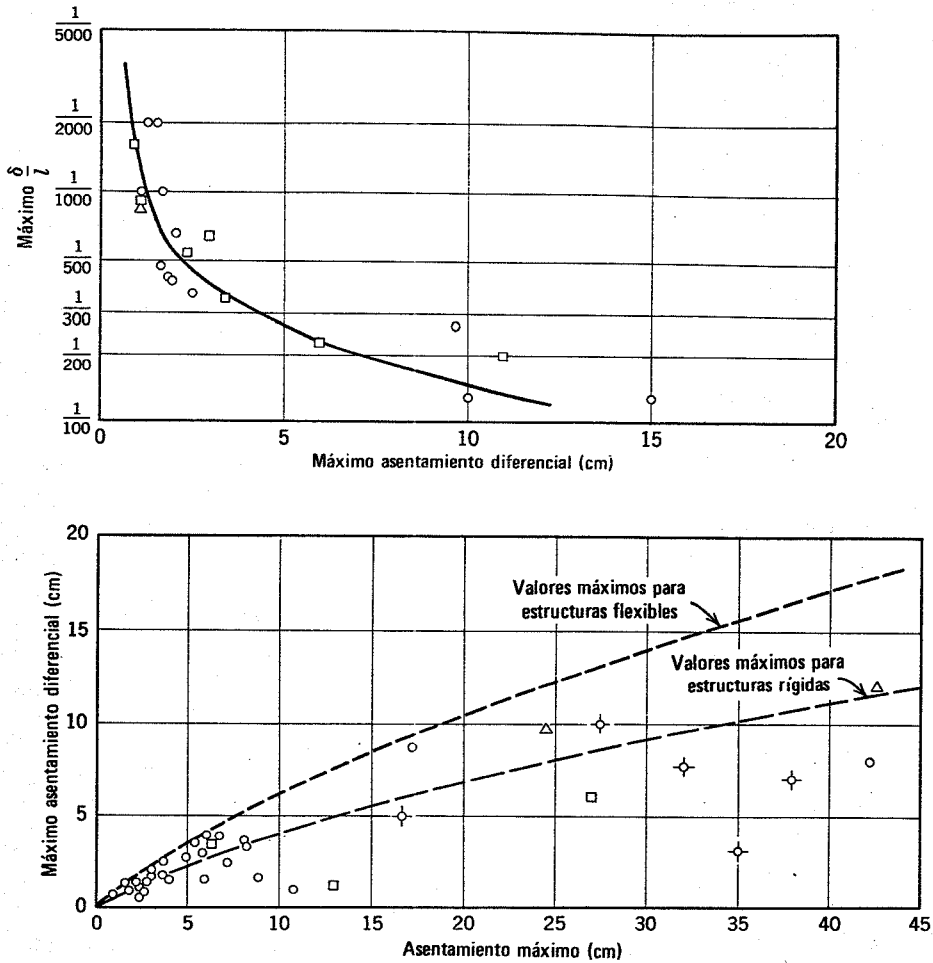


Fig. 25.1. Asentamiento de estructuras sobre arcilla (Según Bjerrum, 1963a y 1963b).

m de diámetro y aproximadamente 15 m de altura). Los datos de la Fig. 25.2 corresponden a depósitos apoyados sobre un estrato grueso de arena, semejante al del ejemplo 8.9 y ejemplos 14.12 a 14.14. Los datos de la Fig. 24.3 corresponden a depósitos cimentados sobre 2.40 m de arena colocada por relleno hidráulico sobre 0.60 a 1.20 m de limo blando, el cual a su vez estaba situado sobre roca. Los datos de la Fig. 25.4 se obtuvieron en depósitos cimentados sobre el terreno de Kawasaki que aparece en el ejemplo 16.2, es decir, 15 m de limo arenoso sobre 40 m de arcilla blanda.

Se ve en la Fig. 25.2 que los asentamientos son muy pequeños y que el asentamiento diferencial máximo tiende a ser ligeramente inferior al asentamiento máximo total. La Fig. 25.3 muestra asentamientos relativamente importantes en una delgada capa de terreno compresible, y, como sucedía en los depósitos cimentados sobre la arena de Libia, el asentamiento diferencial máximo tiende a alcanzar un valor análogo al asentamiento total máximo. La Fig. 25.4 muestra que el asentamiento de depósitos cimentados sobre arcilla blanda puede ser muy grande, superior a 1 m. Sin embargo, los asentamientos diferenciales son muy inferiores al máximo. Además, los datos indican que la mayoría del asentamiento diferencial se produce en el primer proceso de llenado del depósito y

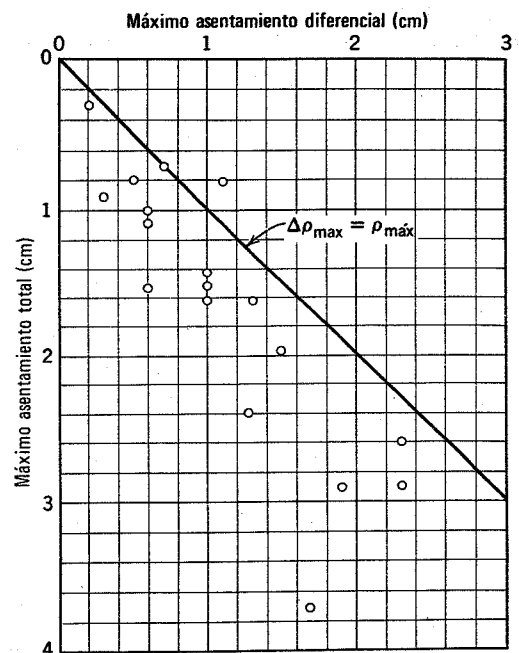


Fig. 25.2. Asentamiento de depósitos sobre arena de Libia.

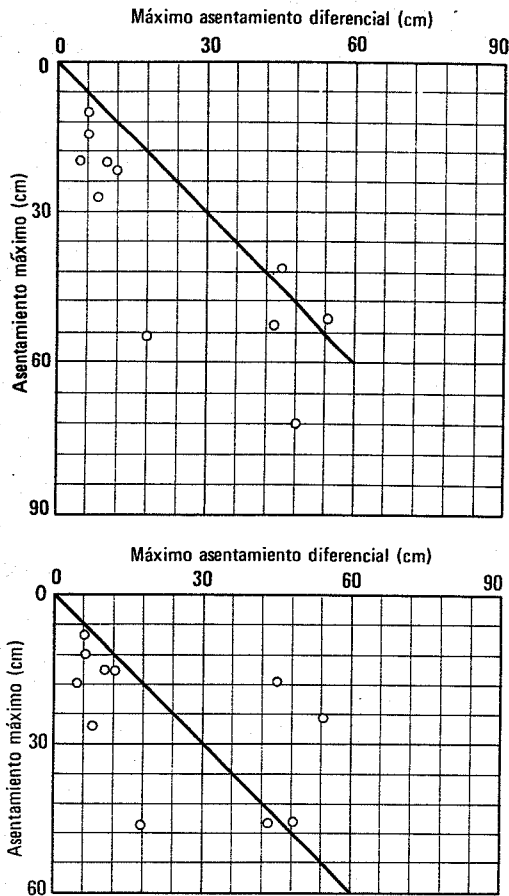


Fig. 25.3. Asentamientos de depósitos metálicos.

que el asentamiento adicional producido a lo largo del tiempo contribuye poco al asentamiento diferencial del depósito.

Los asentamientos de los depósitos sobre arena de Libia se producían en el primer llenado, dando lugar cada ciclo de carga y descarga a un pequeño asentamiento adicional. Los asentamientos de la Fig. 25.3 tardaron aproximadamente 6 meses en producirse. El asentamiento de los depósitos cimentados sobre la arcilla de Kawasaki se produjeron muy lentamente. Los cálculos de asentamiento indican que pueden ser necesarios más de 10 años para que se produzcan aproximadamente las 3/4 partes del asentamiento total de los depósitos. Las razones de este tiempo tan largo se señalaron en el capítulo 2 y se comentarán en el capítulo 27.

25.2 ASENTAMIENTO ADMISIBLE

Los criterios y valores de los asentamientos admisibles indicados en el capítulo 14 (Fig. 14.8) son aplicables a cualquier tipo de terreno. Como se señala en la Tabla 25.1, un asentamiento diferencial de determinada magnitud resulta más perjudicial para la integridad estructural de un edificio cimentado sobre arena que para el mismo edificio cimentado sobre arcilla. Existen dos razones para esta diferencia. En primer lugar, los asentamientos diferenciales en arena tienden a ser más irregulares que en arcilla. Los asentamientos sobre arena tienden a ser más irregu-

lares que en arcilla. Los asentamientos sobre arena se deben generalmente a zonas erráticas de terreno flojo mientras que en arcillas proceden de los mayores esfuerzos bajo el centro de la estructura. En segundo lugar, los asentamientos debidos a la consolidación de la arcilla se producen a través de un período más largo, por lo que la estructura dispone de un tiempo mayor para ajustarse al asentamiento. Puede producirse la fluencia plástica de los pórticos de acero u hormigón de la estructura, la cual se acomodará más fácilmente a los asentamientos que se produzcan gradualmente a lo largo de un período de muchos años.

Debe resaltarse que los asentamientos máximos admisibles indicados en la Fig. 14.8 son sólo una guía y que el ingeniero debe utilizar su criterio para seleccionar el máximo asentamiento admisible en cada caso real particular. El hecho de que pueden producirse excepciones a los principios generales conservadores de la Fig. 14.8 se aprecia claramente en los datos de la Fig. 25.5. Esta figura presenta los resultados de una serie de puntos de nivelación a lo largo del corredor de la primera planta de un edificio, que se supone inicialmente bien nivelado. La estructura metálica del edificio, de tres plantas, está cimentada sobre un grueso depósito de suelo blando. Como indican los resultados existen asentamientos diferenciales muy grandes a lo largo del edificio, con una distorsión máxima de 1/22 entre los puntos B y C. Esta distorsión es mucho mayor

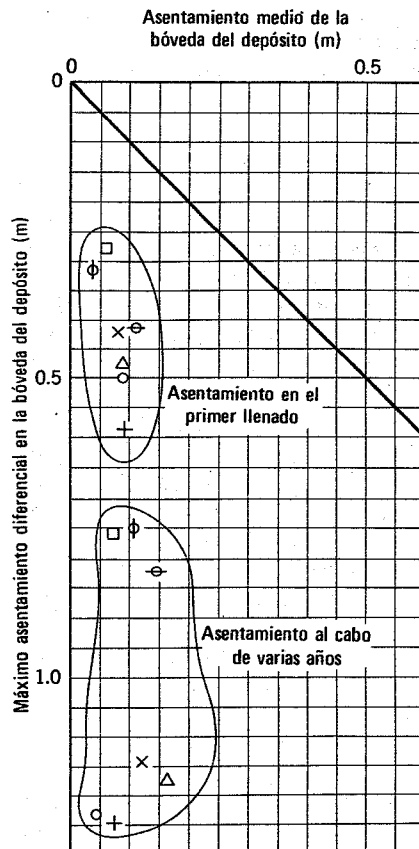


Fig. 25.4. Asentamiento de los depósitos de Kawasaki.

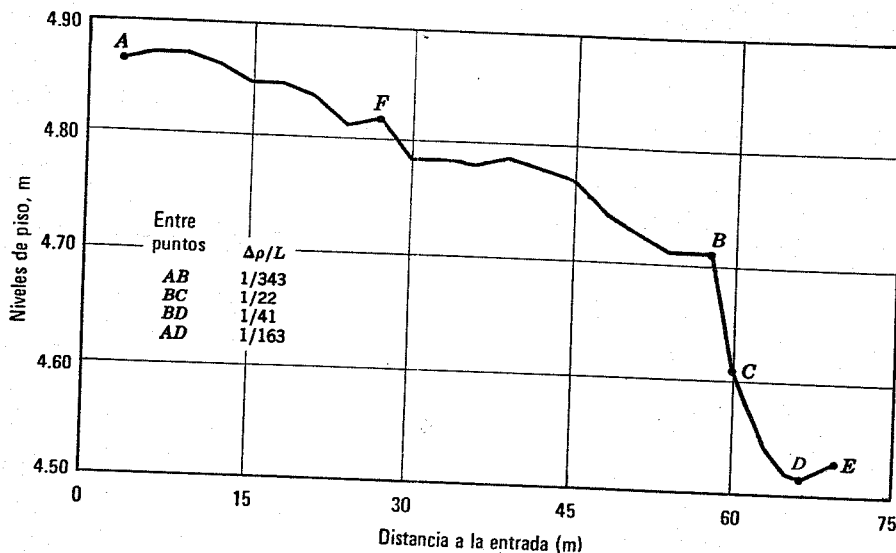


Fig. 25.5. Perfil del piso del corredor de la primera planta de un edificio de estructura metálica de tres plantas.

que la distorsión angular indicada en la Fig. 14.8 para que se produzcan daños estructurales. El edificio a que corresponden los datos de asentamiento de la Fig. 25.5 no mostró daños estructurales y estaba aún en servicio satisfactorio al tomar los datos de nivelación citados.

25.3 CAPACIDAD DE CARGA

Todos los conceptos y fórmulas presentados en el capítulo 14 para arena seca son aplicables también a la arena saturada siempre que los esfuerzos sean efectivos. En la ecuación 14.6.

$$(\Delta q_s)_u = \frac{\gamma B}{2} N_\gamma + \gamma d N_q \quad (14.6)$$

el peso específico a utilizar es el que contribuye a los esfuerzos efectivos en el terreno. La elevación del nivel freático en un terreno reduce el peso específico que genera los esfuerzos efectivos, pasando del peso específico total al peso específico sumergido y reduciendo por tanto la capacidad de carga final. Si un terreno seco se satura, la capacidad de carga final de una zapata superficial se reducirá en la relación entre el peso específico sumergido y el peso específico seco. Como este cociente suele valer de 0.5 a 0.7, la capacidad de carga de una zapata en la superficie de un terreno saturado será aproximadamente el 0.5 al 0.7 de la correspondiente a un terreno seco.

La Fig. 25.6 muestra la ecuación de la capacidad de carga final (ecuación 14.6) modificada para tener en cuenta que la superficie freática está en la base de la zapata. Los ejemplos 25.1 y 25.2 muestran el empleo de esta ecuación para el caso de la Fig. 25.6. Como puede verse, la saturación del suelo bajo la base de la zapata reduce la capacidad de carga final.

Las fórmulas no se pueden utilizar directamente para resolver casos en los que la superficie de falla pasa en parte por encima del nivel freático y en parte bajo el mismo, o a través de una zona con presiones capilares o por un terreno heterogéneo. En estos complicados casos la

► Ejemplo 25.1

Datos: Una zapata corrida de 2.50 m de ancho está cimentada sobre un terreno seco con $\bar{\phi} = 30^\circ$, $\gamma = 1.6 \text{ t/m}^3$. La zapata está a 1.20 m bajo la superficie del terreno.

Problema: Calcular $(\Delta q_s)_u$ para falla general

Solución: Mediante la ecuación 14.6 y la Fig. 14.13b

$$N_\gamma = 20$$

$$N_q = 22$$

$$\begin{aligned} (\Delta q_s)_u &= \frac{(1.6)(2.50)(22)}{2} + (1.6)(1.20)(22) \\ &= 40 + 42.3 = \underline{\underline{82.3 \text{ t/m}^2}} \end{aligned}$$

► Ejemplo 25.2

Datos: El mismo caso del ejemplo 25.1 pero con el nivel freático en la base de la zapata. El peso específico sumergido es 1.05 t/m^3 .

Problema: Calcular $(\Delta q_s)_u$ para falla general.

Solución: Se utiliza igualmente la ecuación 14.6 pero con el nuevo peso específico. Los factores de capacidad de carga son los mismos del ejemplo 25.1.

$$\begin{aligned} (\Delta q_s)_u &= \frac{(1.05)(2.40)(20)}{2} + (1.6)(1.20)(22) \\ &= 25.2 + 42.3 = \underline{\underline{67.5 \text{ t/m}^2}} \end{aligned}$$

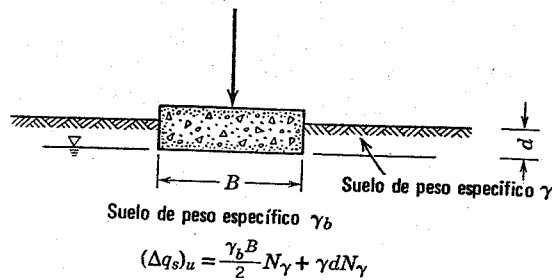


Fig. 25.6. Zapatas sobre arena saturada.

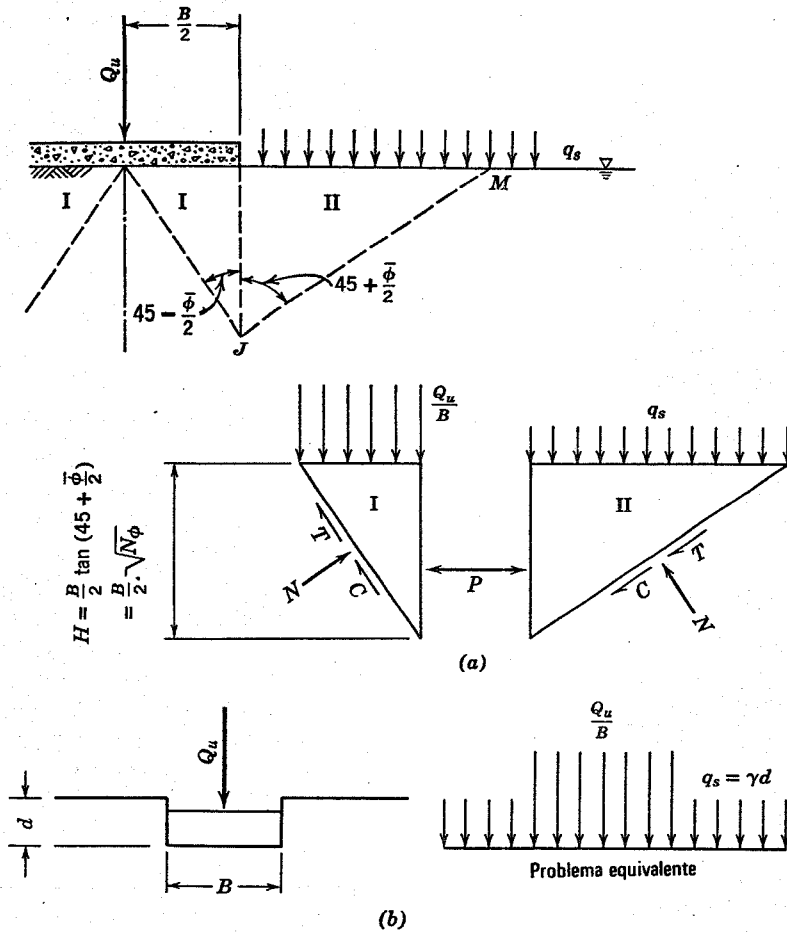


Fig. 25.7. Obtención de la fórmula de capacidad de carga a partir de las cuñas de Rankine. (a) Deducción. (b) Problema equivalente.

Máxima fuerza P que puede aplicarse a la cuña pasiva II:

$$P = P_{pII} = q_s H N_\phi + \frac{1}{2} \gamma_b H^2 N_\phi + 2cH \sqrt{N_\phi}$$

$$P = q_s \frac{B}{2} (N_\phi)^{3/2} + \frac{1}{8} \gamma_b B^2 N_\phi + cBN_\phi \quad (25.1)$$

Máximo Q_u/B que puede aplicarse a la cuña activa I:

$$P = P_{pI} = \frac{Q_u}{B} \frac{H}{N_\phi} + \frac{1}{2} \gamma_b H^2 \frac{1}{N_\phi} - 2cH \sqrt{\frac{1}{N_\phi}}$$

$$\frac{Q_u}{B} = \frac{2P}{B} \sqrt{N_\phi} - \frac{1}{4} \gamma_b B \sqrt{N_\phi} + 2c \sqrt{N_\phi} \quad (25.2)$$

Mediante la ecuación 25.1:

$$\frac{Q_u}{B} = \frac{\gamma B}{4} (N_\phi^{5/2} - N_\phi^{1/2}) + 2c(N_\phi^{3/2} + N_\phi^{1/2}) + q_s N_\phi \quad (25.3)$$

De la ecuación 25.3

$$\frac{Q_u}{B} = c N_c + \gamma_b B \frac{N_\gamma}{Z} + \gamma d N_q \quad (25.4)$$

$$\left. \begin{aligned} N_c &= 2[N_\phi^{3/2} + N_\phi^{1/2}] \\ \frac{N_\gamma}{Z} &= \frac{1}{4}[N_\phi^{5/2} - N_\phi^{1/2}] \\ N_q &= N_\phi^2 \end{aligned} \right\} \quad (25.5)$$

seguridad respecto a la falla por corte puede determinarse utilizando los métodos de cálculo de taludes indicados en el capítulo 24.

El presente capítulo, al igual que todos los de la Parte IV se limita a aquellos casos en los que se conoce la magnitud de las presiones intersticiales, independientemente de las cargas aplicadas en la superficie; es decir, cuando las presiones intersticiales están controladas a un determinado nivel o vienen fijadas por las condiciones del agua freática. La presión intersticial en arenas suele cumplir esta condición ya que la permeabilidad de la arena es suficientemente elevada para permitir la disipación de cualquier sobrepresión intersticial al cargar la cimentación. Por el contrario, en arcillas la permeabilidad suele ser tan baja que la carga de la cimentación da lugar a presiones intersticiales importantes. Así pues, en un suelo impermeable la resistencia al corte que se opone a la falla general inmediatamente después de colocar la carga de la cimentación no es la resistencia con drenaje. En el capítulo 32 se estudia la capacidad de carga en casos sin drenaje o con drenaje parcial.

Excepto en arcillas muy sobreconsolidadas, la capacidad de carga en casos de drenaje es menor que cuando hay drenaje, siendo por tanto la que determina el proyecto de la cimentación. En arcillas muy sobreconsolidadas, el proyecto viene determinado más bien por el asentamiento que por la capacidad de carga. De aquí que sea suficiente con estudiar de manera aproximada la capacidad de carga en condiciones de drenaje para la mayoría de los problemas en terrenos arcillosos.

Se pueden ampliar fácilmente las fórmulas de capacidad de carga para incluir la influencia de la cohesión al igual que se hizo con las fórmulas de las fuerzas laterales sobre estructuras de retención en el capítulo 23. La Fig. 25.7 presente la deducción de la ecuación de capacidad de carga mediante las cuñas de Rankine. Como en el caso de la Fig. 14.11, la deducción de la Fig. 25.7 sirve para demostrar cómo se comporta el terreno para resistir la carga de la zapata. La ecuación resultante, ecuación 25.3, resulta demasiado poco aproximada para tener valor práctico.

La ecuación de capacidad de carga de Terzaghi, ecuación 14.6, ampliada para tener en cuenta la cohesión es

$$(\Delta q_s)_u = \bar{c}N_c + \frac{\gamma B}{2} N_\gamma + \gamma dN_q \quad (25.6)$$

La ecuación 25.6 es igual que la 14.6, con la adición del término de cohesión $\bar{c}N_c$. La Fig. 14.13 da los valores de los factores de capacidad de carga N_c , N_γ y N_q en función del ángulo de fricción ϕ . El ejemplo 25.3 aclara el empleo de la ecuación 25.6.

Como se comentó en el capítulo 22 la arena suelta y la arcilla normalmente consolidada tienen el mismo tipo de comportamiento esfuerzo-deformación mientras que la arena compacta y la arcilla sobreconsolidada son también similares. Por ello, la discusión del capítulo 14 respecto a la falla general o local en las arenas se puede utilizar de manera apropiada para arcillas. Podemos esperar, por tanto, que en una arcilla normalmente consolidada, al igual que en una arena suelta, se alcance la falla local para

► Ejemplo 25.3

Datos: El caso del ejemplo 25.2, pero con un terreno de $\bar{c} = 1.5 \text{ t/m}^2$.

Problema: calcular $(\Delta q_s)_u$ para falla general.

Solución:

$$(\Delta q_s)_u = \bar{c}N_c + \frac{\gamma B N_\gamma}{2} + \gamma dN_q \quad (25.4)$$

Con los mismos factores de capacidad de carga del ejemplo 25.2:

$$(\Delta q_s)_u = (1.5)(37) + \frac{(1.05)(2.40)(20)}{2} + (1.6)(1.2)(22)$$

$$(\Delta q_s)_u = 55.5 + 25.2 + 42.3 = 123.0 \text{ t/m}^2$$

un valor muy inferior a la capacidad de carga final. Por otro lado, en arcillas sobreconsolidadas, al igual que en arena compacta, la diferencia entre las capacidades de carga correspondientes a la falla local o general será muy semejante. La siguiente ecuación tiene en cuenta la influencia de la falla local y puede utilizarse para determinar la capacidad de carga $(\Delta q_s)_b$

$$(\Delta q_s)_b = f\bar{c}N_c + \frac{\gamma B}{2} N_\gamma + \gamma dN_q \quad (25.7)$$

donde N_c , N_γ y N_q se deducen de la Fig. 14.16 y f es un factor que varía entre $2/3$ para una arcilla dura a 1 para una arcilla blanda.

25.4 METODOS PARA EL CALCULO DE ASENTAMIENTOS

Los principios generales y los métodos para el cálculo de asentamientos indicados en el capítulo 14 son válidos para arena saturada al igual que para arena seca, siempre que los esfuerzos utilizados en el cálculo sean efectivos. Como la saturación de una arena seca reduce los esfuerzos efectivos a cualquier profundidad, se aumenta la compresibilidad de la arena y por tanto el asentamiento de cualquier estructura cimentada sobre ella.

El ejemplo 25.4 muestra la influencia de la saturación sobre el asentamiento de una estructura sobre arena. En el caso de arena seca hasta una profundidad infinita, el asentamiento calculado de la zapata fue de 25 mm. La saturación de la arena por ascenso del nivel freático hasta la base de la zapata dio lugar a un asentamiento calculado de 46 mm, con un aumento del 25%.

Los métodos empíricos para el cálculo de asentamientos, descritos en la sección 14.10 pueden utilizarse en arenas saturadas al igual que con arenas secas, aunque la interpretación de los datos de pruebas de carga o de penetración en suelos saturados suele ser más complicada.

El ejemplo 25.5 muestra un caso no muy infrecuente. La pequeña placa de carga sufre un asentamiento debido a las deformaciones del terreno situado por encima del nivel freático, mientras que el asentamiento de la zapata real se

► Ejemplo 25.4

Datos: Una zapata circular rígida de 3 m de diámetro está cargada con 25 t/m^2 y cimentada sobre la superficie de una arena con $\mu = 0.45$ y $E = 1000 \text{ t/m}^2$ para $\bar{\sigma}_{vo} = 2.5 \text{ t/m}^2$. E varía proporcionalmente a $\sqrt{\bar{\sigma}_{vo}^{1/2}}$

Problema: Calcular el asentamiento del centro de la zapata en:

- Arena seca, $\gamma = 1.75 \text{ t/m}^3$
- Arena saturada, $\gamma_t = 2.10 \text{ t/m}^3$ y nivel freático en la base de la zapata.

Solución.

$$\rho = \Delta q_s \frac{R \pi}{E \cdot 2} (1 - \mu^2) = \frac{2.5 \times 1.5 \times \pi (0.797)}{E \times 2} = \frac{47}{E}$$

Caso a:

$$\text{En el punto promedio } \sigma_{vo} = 1.75 \text{ ton/m}^3 \times 2.25 \text{ m} \\ = 3.94 \text{ ton/m}^2$$

$$E = 1000 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \sqrt{\frac{3.94}{2.5}} = 1.255 \text{ ton/m}^2$$

$$\rho = \frac{47}{1255} = \underline{\underline{0.037 \text{ m}}}$$

Caso b:

$$\text{En el punto promedio } \sigma_{vo} = (2.10 - 1) 2.25 \\ = 2.48 \text{ ton/m}^2$$

$$E = 1000 \sqrt{\frac{2.48}{2.50}} = 996 \text{ ton/m}^2$$

$$\rho = \frac{47}{966} = \underline{\underline{0.047 \text{ m}}}$$

deberá principalmente a las deformaciones del terreno situado bajo dicho nivel. Como puede apreciarse en el ejemplo 25.5. Las presiones capilares por encima del nivel freático pueden contribuir de manera importante a los esfuerzos efectivos en el bulbo de presiones de la placa de prueba. Los esfuerzos capilares son de importancia despreciable en el caso de la zapata real.

Es necesario mayor cuidado en la realización de pruebas de penetración en suelos situados bajo el nivel freático que en arenas secas. Por ejemplo, si en la prueba de penetración estándar se extrae el agua del sondeo (como es habitual) puede producirse un gradiente fuerte e incluso un estado de sifonamiento en el terreno en el punto de actuación del penetrómetro. El gradiente ascensional reduce la resistencia del suelo y puede indicar erróneamente una resistencia a la penetración baja.

Existen casos en los que la saturación de una arena puede dar lugar a asentamientos muy superiores a los que se deducen del ejemplo 25.4. No suele ser raro que un suelo de deposición eólica (loes) o un suelo residual tenga sus partículas cementadas por materiales solubles o por arcillas. Al penetrar el agua en un suelo de este tipo, bien por la escorrentía superficial o por un ascenso del nivel freático, se puede destruir la cementación de las partículas, produciéndose un colapso de la estructura del suelo. Terzaghi y Peck (1967) han descrito grandes asentamientos

y deslizamientos de taludes en loes por inmersión en agua. Holtz y Hilf (1961) han expuesto problemas semejantes asociados con canales, y Jennings y Knight (1957) y Brink y Cantey (1961) describen grandes asentamientos producidos en Africa del Sur por el colapso del esqueleto del suelo al humedecerse.

En ciertos casos (como los indicados a continuación) pueden utilizarse los métodos teóricos del capítulo 14 para determinar el asentamiento de estructuras cimentadas sobre arcilla.

- La carga de la estructura se aplica lentamente respecto a la velocidad a la que puede producirse la consolidación. Debe utilizarse una prueba con drenaje para determinar los datos esfuerzo-deformación.
- El grado de saturación es suficientemente bajo (en general menor del 75%) de forma que no es expulsada agua del suelo al aplicar la carga. No existe una prueba de laboratorio estándar a utilizar en este caso y se conocen poco los factores que influyen sobre los resultados de prueba (ver Jennings y Burland, 1962).
- El asentamiento inicial se produce tan rápidamente al aplicar la carga que no tiene lugar una consolidación durante la aplicación de la misma. Este caso se comenta en el capítulo 32.
- El asentamiento final se obtiene en casos en los que el factor de seguridad para carga sin drenaje es tan grande (digamos mayor que 4) que no se produce fluencia en el proceso de carga sin drenaje; es decir, problemas en los que el asentamiento final es independiente de la trayectoria de esfuerzos. Existen dos casos habituales de este tipo:

- Arcillas fuertemente sobreconsolidadas. Deben utilizarse los resultados de pruebas con drenaje para estimar el asentamiento final, aunque el módulo E en pruebas con o sin drenaje suele ser semejante en estos suelos.
- Cuando las deformaciones son principalmente unidimensionales, de modo que estas deformaciones sólo dan lugar a cambio de volumen. Este caso se comenta en la sección siguiente.

Sin embargo, normalmente los edificios no están cimentados sobre un depósito profundo de arcilla blanda debido a que los asentamientos resultantes serían inadmisibles. Casos frecuentes en los que está presente la arcilla blanda son: a) una estructura sobre un estrato relativamente delgado de arcilla; b) una estructura cimentada sobre un suelo más resistente que a su vez descansa sobre una arcilla compresible. En estos casos, los asentamientos resultantes aunque bastante grandes pueden ser admisibles. En la sección siguiente se indican métodos útiles para el cálculo de asentamientos en estos dos casos. Estos métodos también pueden utilizarse para estudiar el asentamiento de un depósito de suelo al formarse bajo su propio peso y pueden servir también para estimar de forma aproximada el asentamiento de edificios cimentados sobre un depósito grueso de arcillas compresibles.

► Ejemplo 25.5

Datos: El asentamiento en la prueba de carga (Fig. E25.5) = 1.5 mm.

Problema: Calcular el asentamiento de la zapata real de la Fig. E25.5

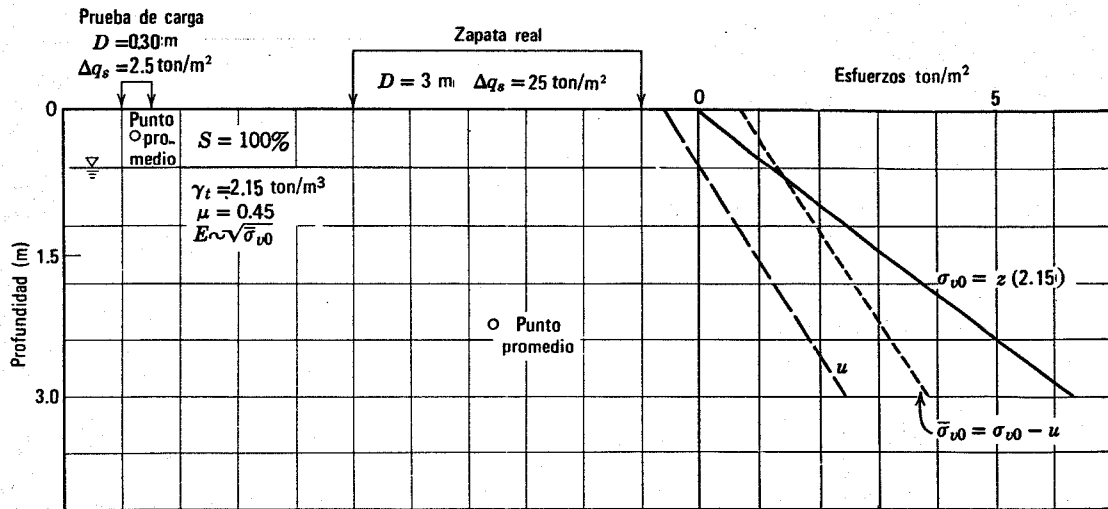


Fig. E25.5

Solución:

$$\rho = \Delta q_s \frac{R}{E} \frac{\pi}{2} (1 - \mu^2) = \Delta q_s \frac{R}{E} (1.25)$$

Según la prueba de carga

$$E = \frac{2.5 \text{ t/m}^2 \times 0.15 \text{ m} \times 1.25}{0.0015} = 312.5 \text{ ton/m}^2$$

Para $d = 0.225 \text{ m}$, $\bar{\sigma}_{vo} = (2.15)(0.225) + (1)(0.375) = 0.86 \text{ ton/m}^2$

Para la zapata real

Para $d = 2.25 \text{ m}$, $\bar{\sigma}_{vo} = (2.15)(2.25) - (1)(1.65) = 3.19 \text{ ton/m}^2$

$$E = 312.5 \left(\frac{3.19}{0.86} \right)^{1/2} = 600 \text{ ton/m}^2$$

$$\rho = \Delta q_s \frac{R}{E} (1.25) = \frac{(25)(1.5)(1.25)}{600} = 0.078 \text{ m}$$

25.5 Asentamientos y levantamientos producidos en deformación unidimensional

Se considera en esta sección el movimiento vertical (asentamiento o levantamiento) producido por deformación unidimensional. Como ya hemos indicado varias veces en este libro, la trayectoria de esfuerzos efectivos para la deformación unidimensional es aproximadamente una línea recta, la línea K_o . La Fig. 25.8a muestra la trayectoria de esfuerzos IF para un elemento de suelo sometido

a deformación unidimensional. En la compresión desde I hasta F , el elemento de suelo se reduce de volumen y varía de forma de manera tal, que la dilatación lateral debida a la variación de forma del elemento se equilibra exactamente por la compresión lateral procedente de la variación de volumen; es lo que se denomina deformación unidimensional.

El asentamiento unidimensional puede producirse cuando las condiciones de contorno del terreno y las del esfuerzo aplicado imponen una trayectoria de esfuerzos

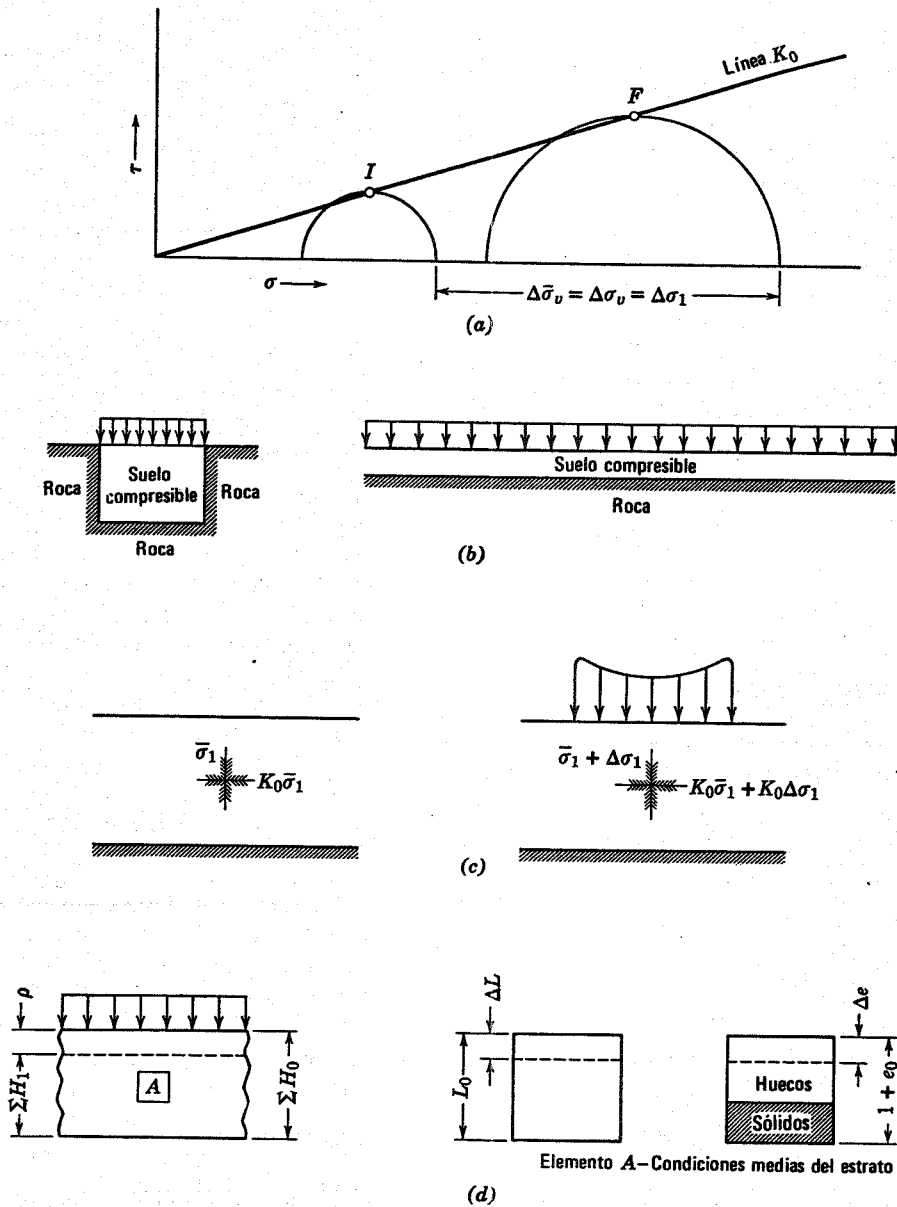


Fig. 25.8. Asentamiento unidimensional. (a) Deformación unidimensional. (b) Asentamiento unidimensional impuesto por las condiciones de contorno. (c) Asentamiento unidimensional bajo esfuerzos K_0 . (d) Asentamiento.

efectivos K_0 sobre el elemento de suelo medio. La Fig. 25.8b muestra dos casos en los que las condiciones obligan a un asentamiento unidimensional. El caso de la izquierda de la Fig. 25.8b¹, que es muy difícil que se produzca en el terreno, es semejante al de una prueba edométrica de laboratorio. El caso que aparece a la derecha de la Fig. 25.8b, recuerda muchos problemas reales. Incluso aunque un depósito sufra deformaciones bi-ó-tridimensionales, puede darse el caso de que un determinado

punto sólo tenga una deformación unidimensional. Como se indica en la Fig. 25.8c, un elemento de suelo en un estado inicial K_0 puede resultar cargado por una carga superficial no uniforme de manera tal que los esfuerzos producidos en el elemento medio de la capa compresible den lugar a un estado K_0 en el terreno. Si este punto se encuentra en el nivel medio o típico de todo el estrato, el asentamiento puede estimarse mediante los métodos descritos en esta sección.

Si la deformación en un punto es unidimensional, esta deformación debe provenir de un cambio de volumen. En un terreno saturado estos cambios de volumen sólo se pueden producir si el agua escapa o entra en el suelo. En la práctica, este caso puede presentarse de dos formas:

1. Cuando la carga se aplica tan lentamente que se produce un drenaje completo.

¹ En este caso y en el de la prueba edométrica no se transmite toda la carga aplicada directamente al suelo; parte de ella pasa a la roca o al anillo del edómetro. El caso con extensión lateral infinita se aproxima más, por tanto, al unidimensional ya que tanto la transmisión vertical de esfuerzos como la de deformaciones son unidimensionales.

2. Durante la consolidación subsiguiente a una carga sin drenaje.

Como la compresión final bajo un incremento de carga dado es generalmente casi la misma para ambos tipos de carga, se pueden aplicar los siguientes métodos en ambos casos.

La Fig. 25.8d muestra una capa de terreno compresible sometida a compresión unidimensional. El estrato de espesor original ΣH_0 se comprime hasta un valor final de ΣH_1 con un asentamiento ρ igual al espesor inicial menos el final. A partir de esta relación podemos deducir las siguientes expresiones del asentamiento (consúltese el capítulo 12 respecto a las magnitudes m_v , a_v y C_c):

$$\rho = \Sigma H_0 - \Sigma H_1$$

$$\rho = \Sigma H_0 \epsilon_{\text{vertical}} = \Sigma H_0 \epsilon_{\text{volumétrica}} \quad (25.8)$$

donde

$$\epsilon_{\text{vertical}} = \frac{\Delta L}{L_0} = \epsilon_{\text{volumétrica}} = -\frac{\Delta e}{1 + e_0}$$

ó

$$\rho = \Sigma H_0 m_v \Delta \bar{\sigma}_v \quad (25.9)$$

siendo

m_v = coeficiente de deformación volumétrica

$$= -\frac{\Delta e}{(1 + e_0) \Delta \bar{\sigma}_v} = -\frac{\epsilon_{\text{volumétrica}}}{\Delta \bar{\sigma}_v}$$

ó

$$\rho = \frac{\Sigma H_0}{1 + e_0} a_v \Delta \bar{\sigma}_v \quad (25.10)$$

donde

$$a_v = \text{coeficiente de compresibilidad} = -\frac{\Delta e}{\Delta \bar{\sigma}_v}$$

$$\rho = \frac{\Sigma H_0}{1 + e_0} C_c \log_{10} \left(\frac{\bar{\sigma}_{v0} + \Delta \bar{\sigma}_v}{\bar{\sigma}_{v0}} \right) \quad (25.11a)$$

siendo

$$C_c = \text{índice de compresión} = -\frac{\Delta e}{\Delta \log_{10} \bar{\sigma}_v}$$

$\bar{\sigma}_{v0}$ = esfuerzo vertical inicial efectivo

Cuando $\Delta \bar{\sigma}_v \ll \bar{\sigma}_{v0}$ el asentamiento puede expresarse aproximadamente en la forma

$$\rho = \frac{\Sigma H_0}{(1 + e_0) \bar{\sigma}_{v0}} \Delta \bar{\sigma}_v 0.435 C_c \quad (25.11b)$$

En estas ecuaciones L es la longitud, e la relación de vacíos; el subíndice 0 corresponde al estado inicial y el 1 al estado final en lo referente al espesor de la arcilla.

El ejemplo 25.6 es un problema de asentamiento unidimensional provocado por la colocación de un relleno de 5 m de espesor sobre una extensa zona. Como se muestra en el ejemplo, todas las ecuaciones de asentamiento dan el mismo resultado, excepto la 25.11b. La expresión del asentamiento en función de C_c es aproximada.

En el ejemplo 25.6 tanto la distribución de esfuerzos como la de deformaciones son unidimensionales debido a la gran extensión del relleno respecto al espesor de la capa compresible. Como representativo de la capa de arcilla se eligió un elemento a mitad de la altura del estrato. Realmente, el "elemento promedio" está ligeramente por encima del punto medio ya que el diagrama $e - \log \bar{\sigma}_v$ es una línea recta, es decir, se produce una mayor deformación en la mitad superior del estrato de arcilla que en la mitad inferior. Se utilizó la rama de consolidación virgen de la prueba edométrica para el cálculo del asentamiento aunque la prueba de laboratorio indicaba una ligera compresión. Se eligió la curva virgen ya que un estudio de la geología del lugar indicaba que la arcilla estaba normalmente consolidada. Además, la muestra de suelo se extrajo a una profundidad ligeramente por encima del punto medio del estrato de arcilla.

El ejemplo 25.7 muestra el cálculo del levantamiento del terreno en estado unidimensional. El problema consiste en la determinación del levantamiento que se producirá al eliminar el relleno de 4.60 m de altura del ejemplo 25.6. Generalmente el levantamiento es mucho menor que el asentamiento. Como se aprecia en los resultados de la prueba edométrica del ejemplo 25.6, la recompresión da lugar a un asentamiento mucho menor que la compresión virgen o inicial. Este hecho es la base del método de "pre-carga". Utilizando el relleno, en el ejemplo 25.6, para cargar previamente el suelo la mayoría del asentamiento se produjo antes de construir la estructura. La consolidación de la arcilla bajo el relleno dio lugar a un asentamiento de 0.64 m; la eliminación del relleno produjo un levantamiento de 0.07 m; la construcción a continuación de una estructura con una carga igual a la del relleno de 5 m habría producido un asentamiento ligeramente superior al levantamiento de 0.07 m.

El ejemplo 25.8 presenta un caso muy frecuente: el asentamiento o levantamiento producidos por el abatimiento o elevación del nivel freático. En el ejemplo, el nivel freático en el terreno del ejemplo 25.6 se rebajó 2.95 m desde la cota -2.90 a la cota -5.85. Si el abatimiento de nivel no produce cambio en el grado de saturación y/o en la relación de vacíos del terreno superior, el peso específico del limo no variará y entonces los esfuerzos totales en la arcilla permanecerán constantes. La presión intersticial sin embargo, se redujo al descender la capa freática. La Fig. E25.8-1 muestra la distribución inicial "estática" de presiones intersticiales. Para determinar las presiones intersticiales en equilibrio después del abatimiento del nivel freático, el ingeniero debe conocer las condiciones de equilibrio del flujo de agua. Como la arcilla, del ejemplo descansa sobre un estrato de arena, la carga de presión en la base de la arcilla conserva su valor estático de 8.50 m. La distribución de presiones intersticiales en el limo en estado de equilibrio será prácticamente hidrostática debido a que la permeabilidad del limo es muy semejante a la de la arcilla. Por la condición de permeabilidad constante a través de la arcilla existe una distribución lineal de presión intersticial en el caso de bombeo establecido, como se indica en la figura. La carga de presión disminuyó 2.95 m en la parte superior de la arcilla, permaneciendo sin variación en la base de la misma y con una reducción de 1.50 m a media altura.

► Ejemplo 25.6 Asentamiento unidimensional

Problema: Un relleno de 4.60 m de altura se coloca sobre una extensa zona de terreno cuyo perfil se indica en la Fig. E25.6-1. Determinése la componente del asentamiento debida a la consolidación de la arcilla. (Este ejemplo se basa en un caso real ocurrido en Lagunillas, Venezuela. El caso ha sido descrito por Lambe, 1961).

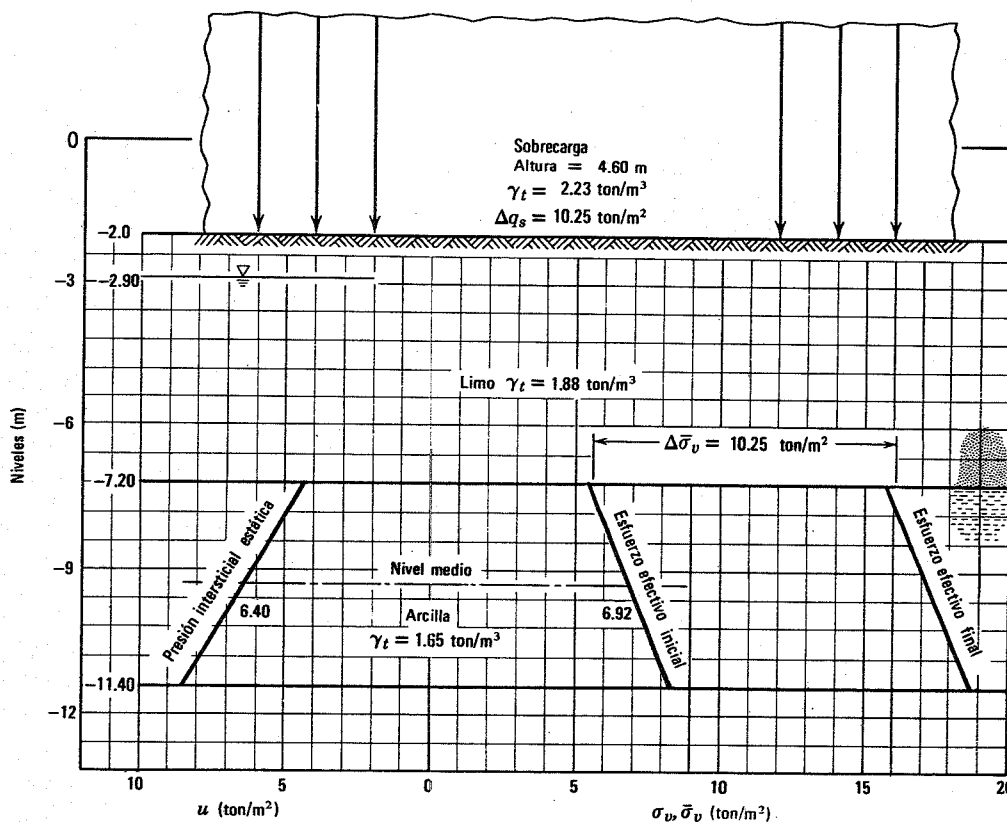


Fig. E25.6-1. Perfil del terreno.

Calculo de esfuerzos.

Esfuerzos iniciales

Cota (m)	Descripción	$\Delta\sigma_v$	σ_v (ton/m ²)	u (ton/m ²)	$\bar{\sigma}_v$ (ton/m ²)
2.00	Superficie del terreno		0		
- 7.20	Contacto Limo-arcilla	$5.20 \times 1.88 = 9.66$	9.86	4.30	5.56
- 11.40	Nivel medio de la arcilla	$2.10 \times 1.65 = 3.46$	13.32	6.40	6.92

Incremento de esfuerzos

$$\Delta\sigma_v = \Delta q_s = 4.60 \times 2.23 = 10.25 \text{ ton/m}^2$$

Esfuerzos en el punto medio del estrato de arcilla

$$\bar{\sigma}_{v0} = 0.692 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta\bar{\sigma}_v = 1.025 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{v1} = 1.717 \text{ kg/cm}^2$$

Prueba de consolidación en laboratorio. La Fig. E25.6-2 muestra los resultados de una prueba edométrica en laboratorio. Como la arcilla es normalmente consolidada se utiliza en el problema la curva de consolidación virgen.

Ejemplo 25.6 (continuación)

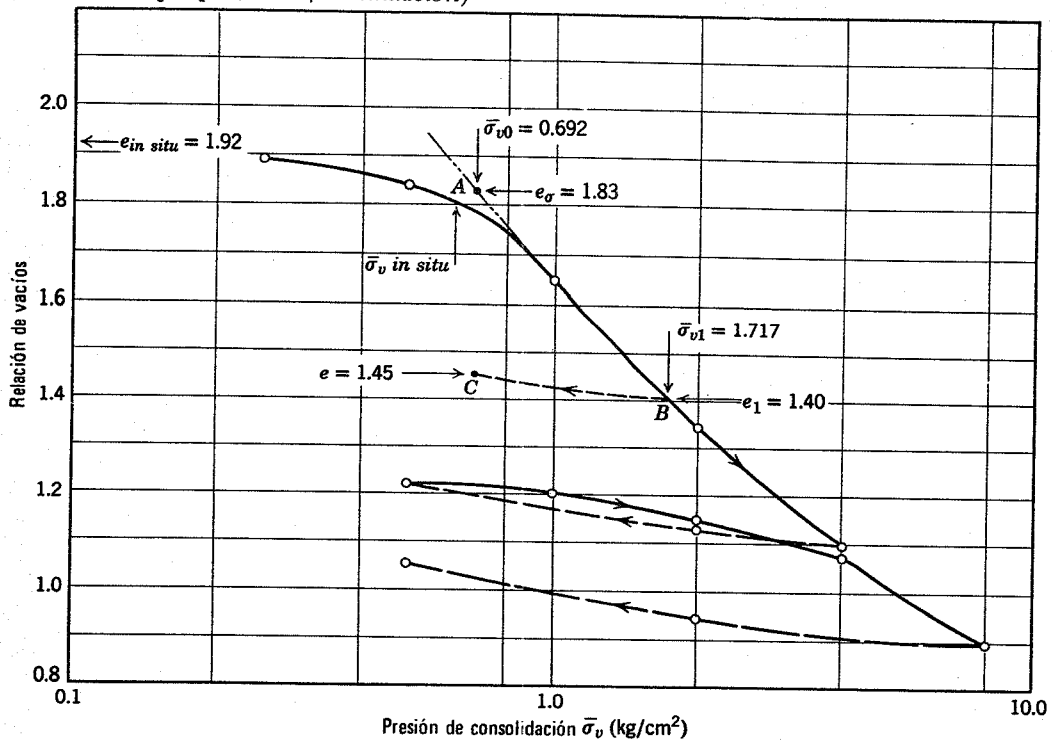


Fig. E25.6-2. Resultados de la prueba edométrica. Arcilla de Lagunillas.

Calculo de asentamientos

$$\rho = \frac{\sum H_0}{1 + e_0} \Delta e$$

$$= \frac{4.20}{1 + 1.83} (1.83 - 1.40) = 0.64 \text{ m}$$

Otros cálculos de asentamientos

1. $\rho = \sum H_0 m_v \Delta \sigma_v = 4.20 \left(-\frac{\Delta e}{1 + e_0} \cdot \frac{1}{\Delta \sigma_v} \right) \Delta \sigma_v = 0.64 \text{ m}$
2. $\rho = \frac{\sum H_0}{1 + e_0} a_v \Delta \bar{\sigma}_v = \frac{4.20}{2.83} \left(-\frac{\Delta e}{\Delta \bar{\sigma}_v} \right) \Delta \bar{\sigma}_v = 0.64 \text{ m}$
3. $\rho = \frac{\sum H_0}{1 + e_0} 0.435 C_c \cdot \frac{\Delta \bar{\sigma}_v}{\bar{\sigma}_{v,med}} = \frac{4.20}{2.83} \times \frac{1.025}{1.204} \times 0.435 \times 1.055$
 $= 0.58 \text{ m}$

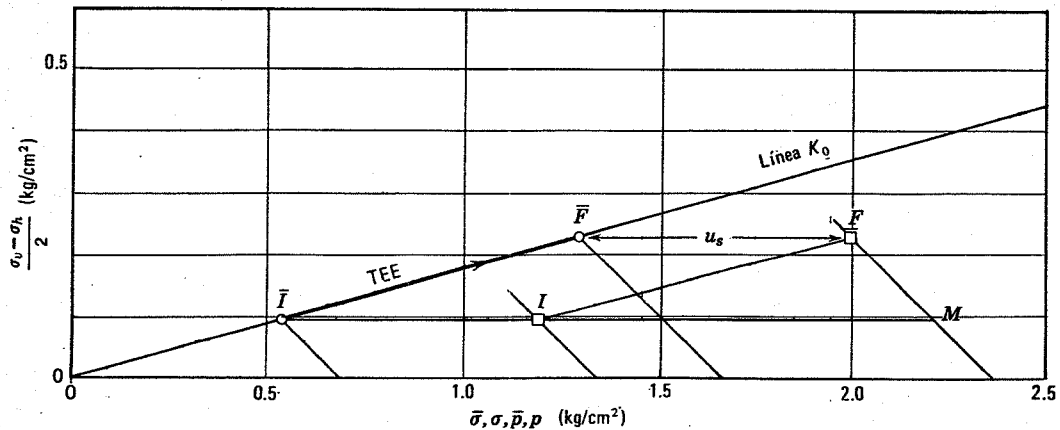


Fig. E25.6-3. Trayectorias de esfuerzos.

► Ejemplo 25.7. Levantamiento unidimensional

Problema: Se elimina el relleno de 4.60 m de altura del ejemplo 25.6. Determinar la componente del levantamiento debida a la expansión de la arcilla.

Solución

Reducción de esfuerzos:

$$\Delta \bar{\sigma}_v = 1.025 \text{ kg/cm}^2$$

Prueba de laboratorio. En el diagrama $e - \log \bar{\sigma}_v$ del ejemplo 25.6 se traza una línea BC paralela a las de expansión desde el punto 4 al 2 y desde el 8 al 2.

Cálculo del levantamiento:

$$\rho \uparrow = \frac{\Sigma H_0}{1 + e_0} \Delta e = \frac{4.20 - 0.64}{1 + 1.40} \times 0.05 = 0.07 \text{ m} \uparrow$$

Una variación de presión intersticial de 1.50 m equivale a 1.5 t/m². Para esta variación de presión se producirá un cambio análogo de esfuerzo efectivo, dando lugar a un asentamiento de 0.15 m. En la Fig. E25.8-2 se indican las trayectorias de esfuerzos para el abatimiento del nivel freático. La trayectoria de esfuerzos efectivos en este caso es IF . Como la extensión lateral de la arcilla es muy grande y la extracción de agua se produce en una zona muy amplia, las deformaciones son unidimensionales, y la trayectoria de esfuerzos efectivos debe seguir por la línea K_0 . Esta condición impuesta significa que el esfuerzo vertical total permanece constante, pero el esfuerzo lateral total se reduce como indica la Fig. E25.8-2.

El ejemplo 25.8 se ha resuelto de hecho como un problema de asentamiento unidimensional. Sin embargo el ingeniero no debe suponer que todos los problemas de descenso del nivel freático son unidimensionales. En el caso de la excavación para un edificio el abatimiento puede producirse en una zona pequeña por lo que las condiciones reales no impondrán una deformación unidimensional. El abatimiento del nivel freático puede dar lugar a deformaciones laterales o verticales.

El asentamiento y el levantamiento de terrenos por la reducción de presiones intersticiales debida a la extracción de agua o petróleo es muy frecuente. En la ciudad de México y en Tokio, por ejemplo, se han producido asenta-

mientos muy grandes en extensas zonas debido a la extracción de agua con pozos.

25.6 RESUMEN DE PUNTOS PRINCIPALES

1. Los principios generales del comportamiento de cimentaciones superficiales sobre arena seca y los métodos de cálculo de asentamientos presentados en el capítulo 14 se pueden aplicar a la arena saturada siempre que los esfuerzos del terreno se expresen como efectivos.
2. Las ecuaciones de capacidad de carga correspondientes a la arena se pueden utilizar, añadiendo un término correspondiente a la cohesión, para estudiar condiciones de drenaje en arcillas. La capacidad de carga de una arcilla está determinada generalmente por la resistencia sin drenaje o con drenaje parcial (estudiadas en el capítulo 32).
3. Los métodos teóricos de cálculo de asentamientos indicados en el capítulo 14 pueden utilizarse para calcular el asentamiento de una arcilla, bien en estado de drenaje o sin drenaje. Debe utilizarse el tipo de módulo apropiado. Cuando el factor de seguridad en el proceso de carga es muy grande, el asentamiento final después de aplicar una carga sin drenaje seguida de una consolidación puede calcularse mediante datos de casos de carga con drenaje.
4. Los movimientos verticales, asentamientos y levantamientos, suponen esencialmente deformaciones unidimensionales en los casos en que la zona cargada es relativamente grande respecto al espesor del estrato compresible. El desplazamiento unidimensional requiere una variación de volumen en el suelo compresible y puede calcularse a partir de las sencillas expresiones dadas en este capítulo.

PROBLEMAS

25.1 Una zapata corrida de 1.50 m de ancho descansa sobre un suelo seco con $\bar{\phi} = 25^\circ$, $\gamma = 1.6 \text{ t/m}^3$, $G = 2.75$ y E variable proporcionalmente a $\sqrt{\bar{\sigma}_{vo}}$. La zapata está cimentada a 1 m bajo la superficie del terreno. Determinar el asentamiento y la reducción de capacidad de carga (en caso de falla general) debido a un ascenso del nivel freático (y saturación) al nivel de la base de la zapata.

25.2 Calcular el asentamiento en el caso del ejemplo 25.8 si el terreno por debajo de la cota -11.40 m es roca de permeabilidad 1/100 veces la de la arcilla suprayacente.

► Ejemplo 25.8 Asentamiento producido por el abatimiento del nivel freático

Problema: Se quiere hacer descender el nivel freático en Lagunillas desde la cota -2.90 a la -5.85 (no se ha colocado ningún relleno). Determinar el asentamiento debido a la consolidación de la arcilla.

Solución: Las presiones intersticiales inicial y final aparecen en la Figura E25.8-1.

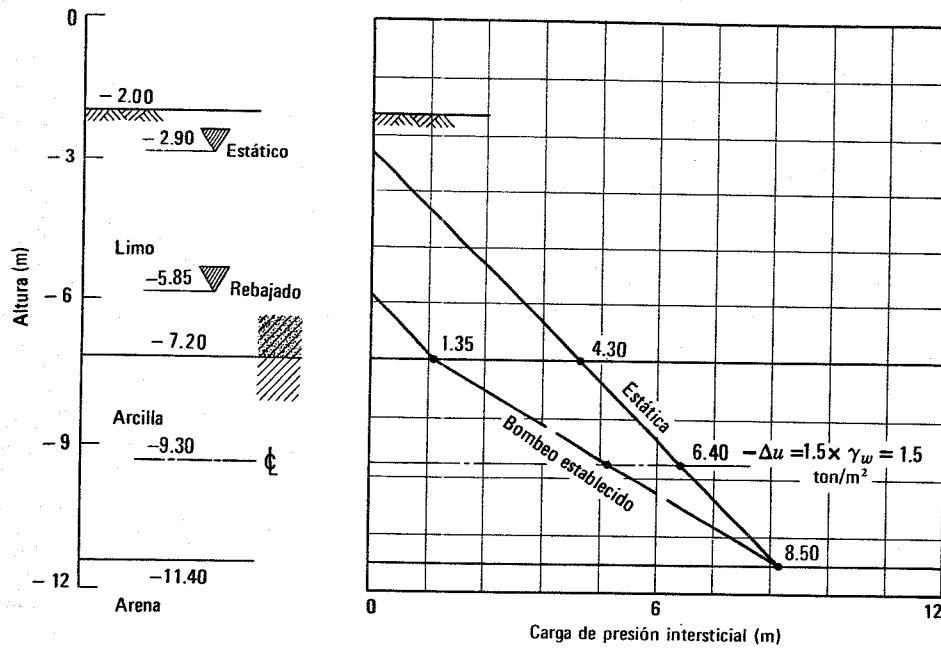


Fig. E25.8-1.

Incremento de esfuerzos

$$\Delta \bar{\sigma}_v = -\Delta u = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ ton/m}^2 = 0.15 \text{ kg/cm}^2$$

La trayectoria de esfuerzos correspondiente es $\bar{I}\bar{F}$ en la Fig. E25.8-2.

Cálculo del asentamiento

$$\rho = \frac{\sum H_0}{1 + e_0} \Delta e = \frac{4.20}{2.83} (1.83 - 1.73) \cong 0.15 \text{ m}$$

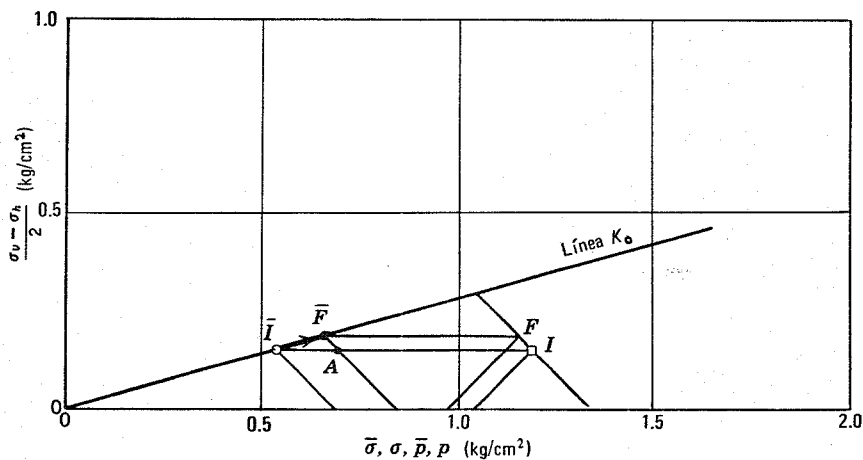


Fig. E25.8-2. Trayectorias de esfuerzos del agua.

Laurits Bjerrum



El Dr. Bjerrum nació el 6 de agosto de 1918 en Farsø, Dinamarca. Realizó sus estudios universitarios en la Universidad Técnica de Dinamarca, trabajando después como graduado en el Instituto Federal de Tecnología de Zurich, Suiza.

Después de sus trabajos en Dinamarca y Suiza, el Dr. Bjerrum se trasladó a Noruega en 1951, donde fue el primer Director del recién creado Instituto Geotécnico Noruego. El Dr. Bjerrum consiguió transformar el I.G.N., en la mejor institución de este tipo en el mundo. El Dr. Bjerrum y su equipo del I.G.N., han dado a la luz numerosas publicaciones. Puede considerarse como clásico su trabajo sobre los fundamentos de la resistencia al corte, en especial la de las arcillas sensibles, y sobre la estabilidad de taludes naturales.

Excelente orador, el Dr. Bjerrum ha pronunciado conferencias en numerosas Universidades de los EE.UU., y de Europa, especialmente en el M.I.T., y en la Universidad de Illinois. El Dr. Bjerrum fue Presidente de la Sociedad Internacional de Mecánica de Suelos y Cimentaciones, durante el período 1965-1969, y profesor de las cátedras *Rankine* y *Terzaghi*.

Suelos con flujo de agua en régimen variable

En la Parte IV se consideró la interacción entre el fluido intersticial y el esqueleto mineral, demostrando la importancia de los *esfuerzos efectivos*. El esfuerzo efectivo determina la resistencia al corte. La variación de esfuerzo efectivo controla la magnitud y forma de la variación de volumen.

Un paso fundamental en el cálculo de los esfuerzos efectivos es la determinación de la presión intersticial. En la Parte IV, la presión intersticial se determinaba únicamente partiendo de las condiciones hidráulicas periféricas aplicables a la fase intersticial. La presión intersticial no resultaba en forma alguna influenciada por el peso del suelo o por las cargas exteriores aplicadas al mismo. En la Parte V se estudian aquellos casos en los que la presión intersticial queda afectada por las cargas aplicadas al terreno. Como se comentó en el capítulo 2, cuando se introduce repentinamente una variación de carga en el terreno, esta variación es absorbida por el fluido intersticial o conjuntamente por el fluido y el esqueleto mineral. La variación de presión intersticial obligará al agua a desplazarse en el interior del suelo, variando con el tiempo los esfuerzos efectivos en el mismo. De aquí que las propiedades del suelo también variarán a lo largo del tiempo.

En la Parte V se estudia el tipo de problema más general, relacionando muchos de los conceptos presentados en capítulos anteriores.

CAPITULO 26

Presiones intersticiales producidas en procesos de carga sin drenaje

En el capítulo 2 se presentó e ilustró un concepto fundamental de la Mecánica de Suelos: la carga aplicada a un elemento de suelo es resistida en parte por la fase intersticial y en parte por el esqueleto mineral. Si se confina una muestra saturada de suelo en un edómetro, como se muestra en la Fig. 26.1 y se aplica un incremento de presión vertical $\Delta\sigma_1$, se advierte un incremento en la presión intersticial Δu . La presión intersticial en el interior de la muestra ya no está en equilibrio con las presiones intersticiales en el contorno de la misma, por lo que el agua comienza a fluir y se disipan las sobrepresiones producidas por la carga. Como la presión intersticial, y por tanto la carga total, varía con el tiempo durante el flujo de agua este flujo es variable o transitorio (o no establecido).

26.1 CARGA SIN DRENAJE

En muchos problemas es posible separar los efectos de la carga en dos fases diferentes.

1. *Carga sin drenaje*, durante la cual se produce un incremento de presión intersticial pero sin flujo de agua, es decir, no se produce variación en la humedad del suelo.
2. *Disipación* de presiones, durante la cual la carga total aplicada al suelo permanece constante y se produce el flujo del agua con el fin de disipar la sobrepresión intersticial inducida.

Este caso ideal puede reproducirse fácilmente en una prueba triaxial de laboratorio, manteniendo cerrado el tubo de drenaje de la muestra al aplicar un incremento de carga y abriendo a continuación el sistema de drenaje para permitir la disipación. También se produce frecuentemente este caso ideal en el terreno real siempre que el intervalo de aplicación de la carga sea muy pequeño respecto al tiempo necesario para la disipación de las sobrepresiones intersticiales. Como se comentó en el capítulo 2 este caso se presenta a menudo en las arcillas. Por supuesto existen también muchos problemas prácticos, especialmente los referentes a limos, en los que la disipación comienza cuando la carga total aún está variando y continúa después de alcanzarse la carga final. En suelos granulares gruesos la disipación se suele producir tan rápidamente que

en realidad no se pueden detectar sobrepresiones intersticiales.

La Fig. 26.2 muestra un caso de carga sin drenaje seguida por una disipación bajo carga constante. Antes de aplicar la carga las presiones intersticiales son hidrostáticas, como se indica por la línea denominada u_s . La carga total es la misma a cualquier profundidad y no existe flujo de agua. En la arcilla, la carga produce un *incremento de presión intersticial* Δu y un incremento correspondiente de carga hidráulica total. Debido a la rápida velocidad de la disipación en el relleno y en las capas de arena y grava, las presiones intersticiales y la carga total del agua en tales capas no varían por efecto de la carga. Por ello existirá un gradiente en las caras superior e inferior de la arcilla, comenzando el flujo de agua como consecuencia de estos gradientes y empezando a disminuir las presiones intersticiales en la arcilla. Suponiendo que la posición del nivel freático no varía, las *presiones finales o de régimen establecido* u_{ss} son en este problema iguales a las presiones intersticiales estáticas. El régimen variable continuará mientras la *sobrepresión intersticial* u_e definida por

$$u_e = u - u_{ss}$$

sea diferente de cero. En este problema, la *sobrepresión intersticial inicial* u_0 es exactamente igual al incremento de presión intersticial Δu en el caso de carga sin drenaje.

Para determinar la resistencia y compresibilidad en un punto dado del terreno, en un cierto instante, debemos conocer el esfuerzo efectivo en ese punto y en ese instante. Para calcular el esfuerzo efectivo debemos conocer a su vez la presión intersticial en dicho punto y en ese instante. En general esto significa que debemos conocer: a) la presión intersticial inicial inmediatamente después de variar las condiciones periféricas del agua o de cambiar el esfuerzo total; b) la presión intersticial final en equilibrio y c) la presión intersticial en el régimen transitorio intermedio. El equilibrio final, en el que la presión intersticial viene determinada únicamente por las condiciones hidráulicas periféricas ya se ha comentado en la Parte IV. En este capítulo se estudian con detalle las presiones intersticiales iniciales producidas por una variación de esfuerzo total. En el capítulo 27 se estudia el régimen

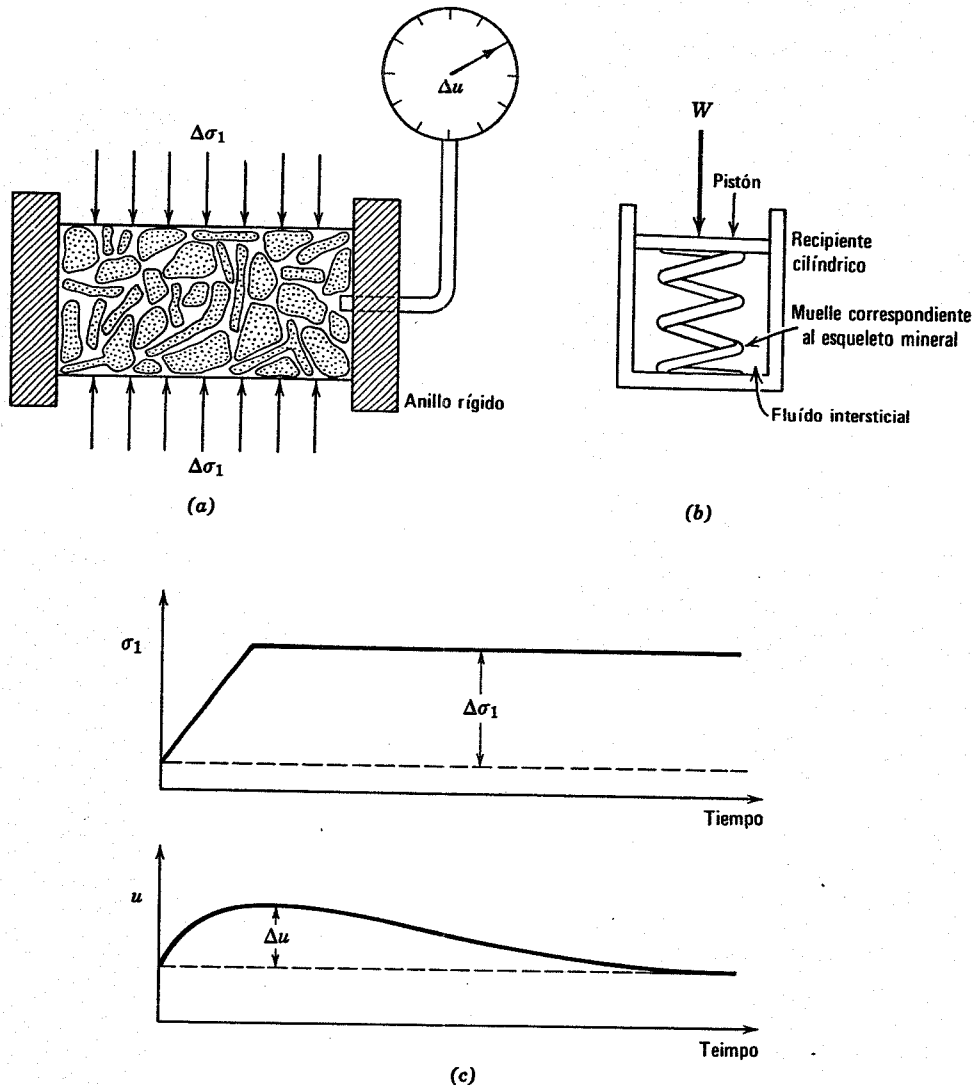


Fig. 26.1. Carga de un suelo en el edómetro. (a) Sistema suelo-agua. (b) Analogía mecánica.

transitorio de las presiones intersticiales desde el estado inicial al de equilibrio.

Parámetros de presión intersticial

La Fig. 26.1b muestra una analogía mecánica del sistema suelo-agua en el edómetro. El resorte corresponde al esqueleto mineral y el agua al fluido intersticial. Cuando se aplica la carga W al pistón sin permitir el escape de agua, parte de W es soportada por el resorte y otra parte por el agua. Intuitivamente puede suponerse que prácticamente toda la W es resistida por el agua y una parte muy pequeña por el resorte. Análogamente puede esperarse que la mayor parte de un incremento de esfuerzos $\Delta\sigma_1$ se transmita a la presión intersticial Δu . Los datos experimentales demuestran que esta hipótesis intuitiva es correcta.

Conviene expresar la presión intersticial creada por una variación de esfuerzo total por la relación $\Delta u/\Delta\sigma$. Esta relación entre el incremento de presión intersticial y el

incremento de esfuerzo total se denomina *parámetro de presión intersticial*. La Fig. 26.3 muestra el tipo de resultados que se obtendrían si se midieran las presiones intersticiales en una prueba edométrica. La pendiente de la curva $u-\sigma_1$ es el parámetro de presión intersticial C , igual a $\Delta u/\Delta\sigma_1$. Para la prueba edométrica en un suelo saturado el diagrama $u-\sigma_1$ es prácticamente una línea recta con un pendiente de 45° ; así pues, todo el $\Delta\sigma_1$ se transforma en presión intersticial.

La forma directa y práctica de determinar un parámetro de presión intersticial consiste en aplicar el sistema de esfuerzos que interese, medir la presión intersticial desarrollada y dividir el incremento de presión intersticial por el incremento de esfuerzo total. Así pues, C se obtendría del cociente $\Delta u/\Delta\sigma_1$ donde Δu y $\Delta\sigma_1$ se podrían medir con el dispositivo que aparece en la Fig. 26.1a. En las cuatro secciones siguientes se deducen expresiones que también pueden utilizarse para determinar estos parámetros. El objeto de estas deducciones no es, sin embargo, el obtener ecuaciones para la determinación de los pará-

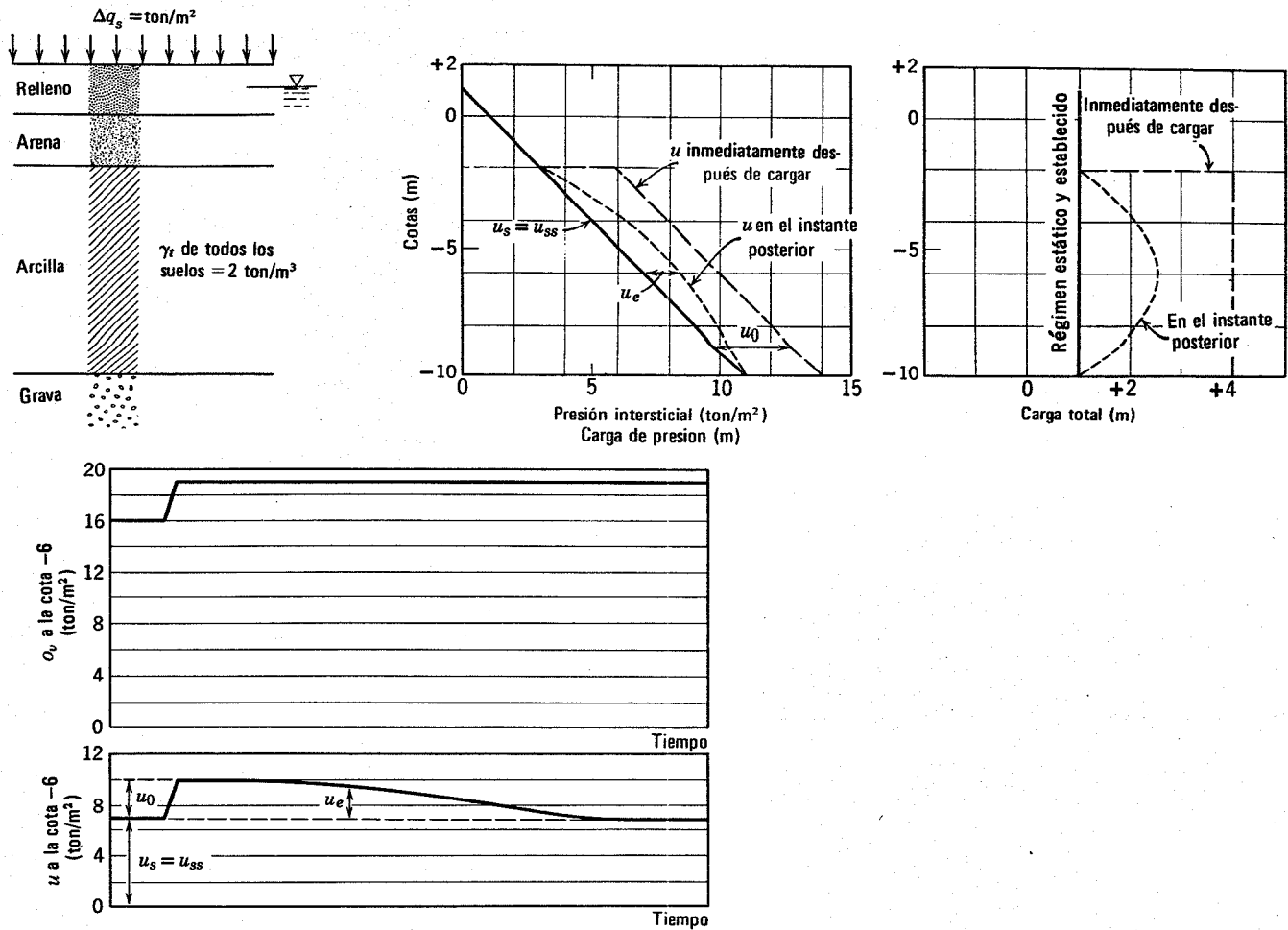


Fig. 26.2. Carga superficial sin drenaje.

metros, sino proporcionar un conocimiento más profundo de la naturaleza de los mismos.

Otros casos en los que se produce un régimen transitorio

La Fig. 26.4 demuestra que pueden producirse sobrepresiones intersticiales y un flujo transitorio aunque no haya cambio en el esfuerzo total aplicado al suelo. En este caso el flujo transitorio se debe a un abatimiento del nivel freático en los estratos situados por encima de la arcilla, mientras que el nivel piezométrico en la grava inferior permanece constante. Antes del abatimiento las presiones intersticiales son hidrostáticas; $u = u_s$. Mucho después de este abatimiento, las presiones intersticiales corresponderán al régimen establecido u_{ss} . En este estado final de equilibrio la carga total varía a través de la arcilla, existiendo un flujo ascensional de agua desde la grava hacia la arena. Suponiendo que el peso específico del suelo no varía como resultado del abatimiento se produce muy de prisa respecto al tiempo necesario para la disipación de las sobrepresiones intersticiales, al final del proceso de abatimiento las presiones intersticiales en la arcilla serán aún las dadas por la línea u_s . En este instante, la sobrepresión intersticial inicial será

$$u_0 = u_s - u_{ss}$$

Después comienza la disipación y las presiones intersticiales disminuyen siendo la sobrepresión intersticial en cualquier instante

$$u_e = u - u_{ss}$$

El ejemplo de la Fig. 26.4 resalta la importante cuestión de que la sobrepresión intersticial está referida a las presiones intersticiales en el régimen establecido final.

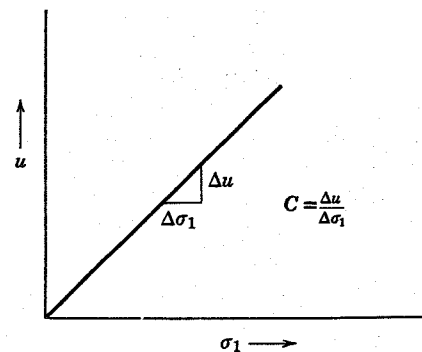


Fig. 26.3. Resultados de carga en la prueba edométrica.

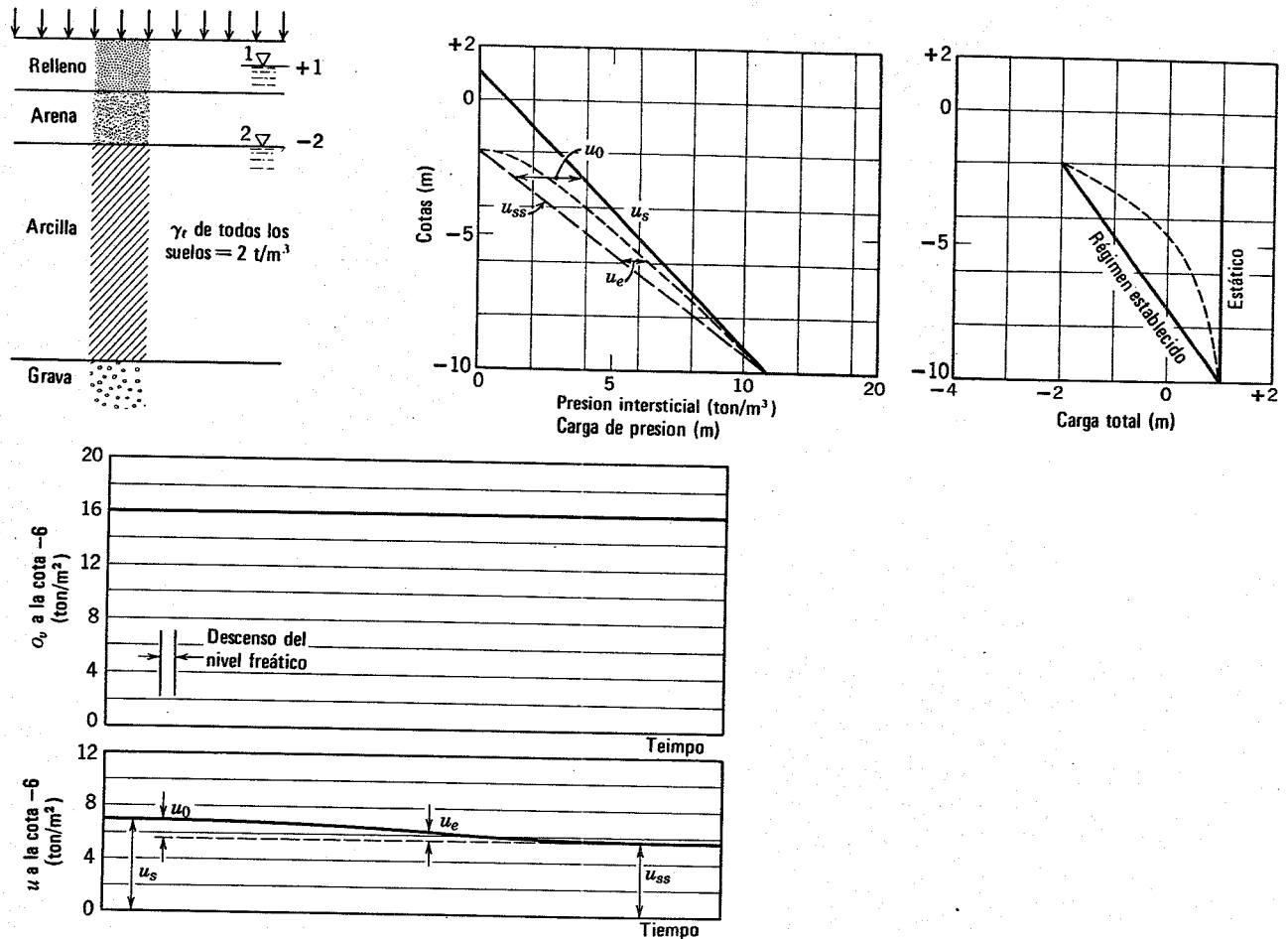


Fig. 26.4. Descenso del nivel freático de +1 a -2 m.

26.2 PRESIONES INTERSTICIALES PRODUCIDAS EN LA PRUEBA EDMETRICA

Examinemos más detalladamente el efecto de un incremento de presión total en una muestra de suelo en el edómetro. La compresibilidad de cada una de las dos fases se mide separadamente, sirviendo para repartir la presión aplicada a la muestra saturada.

Las Figs. 26.5a y 26.5b presentan las curvas de consolidación del esqueleto mineral y del fluido intersticial. El esqueleto mineral se sometió a compresión unidimensionalmente permitiendo la libre expulsión del fluido intersticial (al igual que en el capítulo 22). La pendiente de la curva-deformación volumétrica-presión efectiva es¹

$$C_{e1} = + \frac{\Delta V}{V_0} \cdot \frac{1}{\Delta \bar{\sigma}_1} = - \frac{\Delta e}{1 + e_0} \cdot \frac{1}{\Delta \bar{\sigma}_1}$$

En la prueba de compresión del fluido intersticial

$$C_w = + \frac{\Delta V}{V_0} \cdot \frac{1}{\Delta u}$$

¹ Adviértase que C_{er} es idéntico a m_v , coeficiente de variación volumétrica definido por la ecuación 12.12. La disminución de volumen se toma como positiva.

Bajo la carga $\Delta \sigma_1$, la variación de volumen del esqueleto mineral ΔV_{sk} debe ser igual a la variación de volumen del fluido intersticial

$$\Delta V_{sk} = \Delta V_p$$

Mediante los coeficientes de consolidación podemos expresar los cambios de volumen del esqueleto mineral ΔV_{sk} y del fluido intersticial ΔV_p en la forma siguiente:

$$\Delta V_{sk} = + V_0 C_{e1} \Delta \bar{\sigma}_1$$

y

$$\Delta V_p = + n V_0 C_w \Delta u$$

donde

V_0 = volumen inicial total del sistema suelo-agua

C_{e1} = compresibilidad del esqueleto mineral deducida de una prueba edométrica con $\Delta u = 0$

n = porosidad

C_w = compresibilidad del agua

Δu = variación de presión intersticial

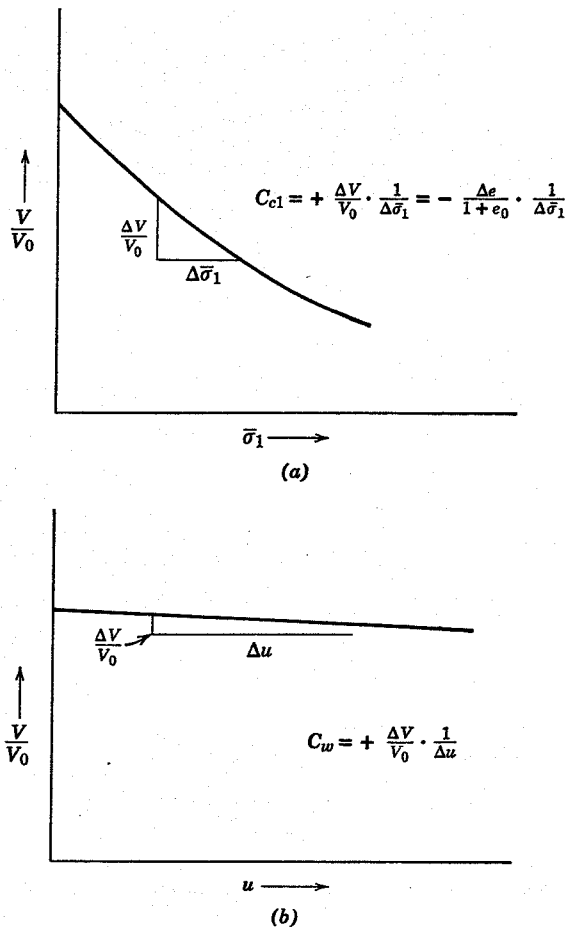


Fig. 26.5. Deformación unidimensional (a) Esqueleto mineral. (b) Agua.

Como la variación de volumen del esqueleto mineral es igual a la variación de volumen del fluido intersticial, puede escribirse la siguiente expresión:

$$V_0 C_{c1} \Delta \bar{\sigma}_1 = n V_0 C_w \Delta u$$

Por definición

$$\bar{\sigma} = \sigma - u$$

luego

$$\Delta \bar{\sigma}_1 = \Delta \sigma_1 - \Delta u$$

Substituyendo esta expresión de $\Delta \bar{\sigma}_1$ en la condición de igualdad de volúmenes y eliminando V_0 , se obtiene

$$C_{c1}(\Delta \sigma_1 - \Delta u) = n C_w \Delta u$$

y

$$C = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_1} = \frac{1}{1 + n(C_w/C_{c1})} \quad (26.1)$$

El cociente C , dado por la ecuación 26.1, es el parámetro de presión intersticial para una carga sin drenaje en el edómetro. La Tabla 26.1 da una serie de valores de C calculados a partir de los valores medidos de C_w y C_{c1} . Para todos los suelos saturados típicos C vale prácticamente la unidad.

Esta deducción supone que las partículas de suelo son incompresibles. De hecho, la compresibilidad de los minerales que constituyen las partículas de suelo es aproximadamente unas 30 veces inferior a la compresibilidad del agua, por lo cual esta hipótesis está justificada. La variación de volumen ΔV_{sk} viene impuesta por las condiciones de contorno del suelo (las caras laterales y la base del edómetro y el pistón de carga) y se debe al deslizamiento de unas partículas sobre otras. Como el fluido intersticial es el único elemento compresible en este volumen ΔV_{sk} debe ser igual a ΔV_p .

Esta deducción supone también que C_{c1} , medida en un proceso de carga con drenaje, es igual al cociente entre la variación de volumen y la variación de presión efectiva durante una carga sin drenaje. La validez de esta hipótesis se comenta en el capítulo 28.

Tabla 26.1

Valores del parámetro C			
Material (S = 100%)	C	Referencia	
Arcilla pastosa de Vicksburg	0.99983	Prueba del M.I.T.	
Arcilla blanda de Lagunillas	0.99957	Prueba del M.I.T.	
Limo arenoso de Lagunillas	0.99718	Prueba del M.I.T.	
Valores del parámetro B			
Material	S (%)	B	Reference
Arenisca	100	0.286	
Granito	100	0.342	
Mármol	100	0.550	Calculado a partir de las compresibilidades dadas por Skempton (1961)
Concreto	100	0.582	
Arena compacta	100	0.9921	
Arena suelta	100	0.9984	
Arcilla de Londres (OC)	100	0.9981	
Arcilla de Gosport (NC)	100	0.9998	
Arcilla de Vicksburg	100	0.9990	M.I.T.
Arcilla de Kawasaki	100	0.9988 a 0.9996	M.I.T.
Arcilla glacial	93	0.69	Medido por Skempton (1954)
	87	0.33	
	76	0.10	
Valores del parámetro A			
Material (S = 100%)	A (en la falla)	Referencia	
Arena fina muy suelta	2 a 3	Valores típicos dados por Bjerrum	
Arcilla sensible	1.5 a 2.5		
Arcilla normalmente consolidada	0.7 a 1.3		
Arcilla ligeramente sobreconsolidada	0.3 a 0.7		
Arcilla muy sobreconsolidada	-0.5 ta 0		
A			
Material (S = 100%)	(para asentamientos)	Referencia	
Arcillas blandas muy sensibles	> 1	Según Skempton y Bjerrum (1957)	
Arcillas normalmente consolidadas	½ a 1		
Arcillas sobreconsolidadas	¼ a ½		
Arcillas arenosas fuertemente sobreconsolidadas	0 a ¼		

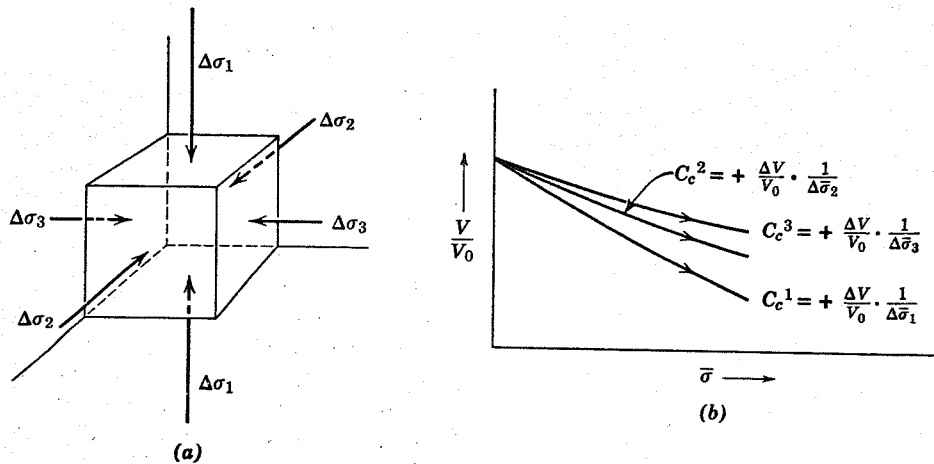


Fig. 26.6. Carga tridimensional. (a) Carga. (b) Deformación.

26.3 PRESION INTERSTICIAL PRODUCIDA POR UN INCREMENTO DE ESFUERZOS ISOTROPO

La Fig. 26.6 muestra un elemento de suelo sometido a una carga tridimensional; también se indican los datos de deformación del esqueleto mineral obtenidos para el elemento de suelo bajo una variación de carga axial con presión intersticial nula. En otras palabras, la curva de deformación superior relaciona el volumen unitario con $\bar{\sigma}_3$, manteniendo constantes $\bar{\sigma}_2$ y $\bar{\sigma}_1$.

Para la carga tridimensional, la variación total de volumen del esqueleto mineral es

$$\Delta V_{sk} = +V_0 C_c^1 \Delta \bar{\sigma}_1 + V_0 C_c^2 \Delta \bar{\sigma}_2 + V_0 C_c^3 \Delta \bar{\sigma}_3$$

$$\Delta V_p = +nV_0 C_w \Delta u$$

Para el caso especial en el que el esfuerzo aplicado en las tres direcciones principales es el mismo, es decir, se aplica un esfuerzo uniforme o isotrópico,

$$\Delta \sigma_1 = \Delta \sigma_2 = \Delta \sigma_3 = \Delta \sigma$$

y

$$\Delta \bar{\sigma}_1 = \Delta \bar{\sigma}_2 = \Delta \bar{\sigma}_3 = \Delta \bar{\sigma} = \Delta \sigma - \Delta u$$

como sabemos

$$\Delta V_{sk} = \Delta V_p$$

luego

$$nV_0 C_w \Delta u = V_0 (\Delta \sigma - \Delta u) (C_c^1 + C_c^2 + C_c^3)$$

$$\frac{\Delta u}{\Delta \sigma} = \frac{C_c^1 + C_c^2 + C_c^3}{nC_w + C_c^1 + C_c^2 + C_c^3} \quad (26.2)$$

Si

$$C_c^2 = C_c^3$$

será

$$\frac{\Delta u}{\Delta \sigma} = \frac{C_c^1 + 2C_c^3}{nC_w + C_c^1 + 2C_c^3} \quad (26.2a)$$

Si

$$C_c^1 = C_c^2 = C_c^3$$

es decir, si el elemento de suelo es isótropo,

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma} = \frac{1}{1 + n(C_w/C_c)} \quad (26.2b)$$

donde

$$C_{c3} = + \frac{\Delta V}{V_0} \cdot \frac{1}{\Delta \bar{\sigma}}$$

y

$\Delta \bar{\sigma}$ = variación esférica uniforme de presiones.

La ecuación 26.2 da el parámetro de presión intersticial B que es igual al cociente [variación de presión intersticial variación de esfuerzo total], para un estado de carga tridimensional. Para el caso especial de un suelo isótropo y una aplicación de esfuerzos uniforme el parámetro puede deducirse de la sencilla expresión dada por la ecuación 26.2b. Como puede verse, la ecuación 26.2b para este caso especial de compresión tridimensional es muy semejante a la ecuación 26.1 para consolidación unidimensional. En la mayoría de los suelos C_{c1} es prácticamente igual a C_{c3} y por tanto el parámetro de presión intersticial C es aproximadamente igual al parámetro B . Este hecho se puede apreciar en los valores típicos de los parámetros que se dan en la Tabla 26.1.

26.4 PRESION INTERSTICIAL PRODUCIDA POR UN INCREMENTO DE ESFUERZO UNIAXIAL

En la Fig. 26.7 se muestra un elemento de suelo sometido a carga axial con libertad de deformación lateral, al igual que en el ensayo triaxial. La Fig. 26.7b muestra las curvas de deformación obtenidas en una carga con drenaje para el esqueleto mineral. Con la muestra en $V/V_0 = 1$, se hace aumentar el esfuerzo principal efectivo máximo mientras que el intermedio y el mínimo se mantienen constantes. Se obtiene así la curva que aparece en la figura. Las dos curvas de expansión se obtienen manteniendo a la vez $\bar{\sigma}_2$ y $\bar{\sigma}_3$. Normalmente se suele producir un aumento de volumen en este tipo de descarga.

Cuando se aplica un incremento de esfuerzo $\Delta\sigma_1$ perpendicular al plano principal mayor obtenemos

$$\Delta\bar{\sigma}_1 = \Delta\sigma_1 - \Delta u$$

y

$$\Delta\bar{\sigma}_2 = \Delta\bar{\sigma}_3 = -\Delta u$$

Como

$$\Delta V_p = \Delta V_{sk}$$

resulta

$$n V_o C_w \Delta u = V_o C_c^1 (\Delta\sigma_1 - \Delta u) + V_o C_s^2 (-\Delta u) + V_o C_s^3 (-\Delta u)$$

$$\frac{\Delta u}{\Delta\sigma_1} = \frac{C_c^1}{nC_w + C_s^2 + C_s^3 + C_c^1}$$

$$\frac{\Delta u}{\Delta\sigma_1} = \frac{1}{1 + n(C_w/C_c^1) + C_s^2/C_c^1 + C_s^3/C_c^1} \quad (26.3)$$

Si

$$C_s^2 = C_s^3$$

será

$$D = \frac{\Delta u}{\Delta\sigma_1} = \frac{1}{1 + n(C_w/C_c^1) + 2C_s^3/C_c^1} \quad (26.3a)$$

Si

$$C_c^1 = C_s^2 = C_s^3$$

es decir, si el elemento de suelo es elástico e isótropo,

$$D = \frac{\Delta u}{\Delta\sigma_1} = \frac{1}{n(C_w/C_c^1) + 3} \quad (26.3b)$$

El parámetro de presión intersticial D es, por tanto, la fracción del incremento de esfuerzo total soportado por la presión intersticial para una carga unidimensional en la que no se permite el drenaje. Como muestra la ecuación 26.3b. cuando el suelo es elástico e isótropo,

$$D = \frac{1}{n(C_w/C_c^1) + 3}$$

Para un suelo saturado bajo condiciones de presión normales, el término $n(C_w/C_c)$ es prácticamente igual a cero y el parámetro de presión intersticial D es por tanto igual a 1/3. La siguiente tabla muestra la variación de esfuerzos en este caso.

$\Delta\sigma_1 = 3$	$\Delta u = 1$	$\Delta\bar{\sigma}_1 = 2$
$\Delta\sigma_2 = 0$		$\Delta\bar{\sigma}_2 = 1$
$\Delta\sigma_3 = 0$		$\Delta\bar{\sigma}_3 = 1$

Adviértase que la suma $\Delta\bar{\sigma}_1 + \Delta\bar{\sigma}_2 + \Delta\bar{\sigma}_3 = 0$, es decir, no se produce variación en el esfuerzo isótropo efectivo. Este es el resultado correcto si el cambio de volumen del suelo debe ser nulo (o muy pequeño).

26.5 PRESION INTERSTICIAL PRODUCIDA POR UN ESFUERZO TRIAXIAL

La Fig. 26.8 muestra un elemento de suelo sometido a una carga triaxial en la cual $\Delta\sigma_2$ es igual a $\Delta\sigma_3$. Esta carga tridimensional puede considerarse formada por un esfuerzo isótropo $\Delta\sigma_3$ más un esfuerzo desviador de valor $\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3$ actuando sobre el plano principal mayor. Esta superposición da lugar al estado de carga que aparece en la Fig. 26.8, en el cual el incremento de esfuerzo sobre los planos principales menor e intermedio es igual a $\Delta\sigma_3$ y sobre el plano mayor igual a $\Delta\sigma_1$. Esta superposición de cargas es exactamente la que se produce en la prueba triaxial estándar *sin* drenaje. En esta prueba la muestra se somete inicialmente a un esfuerzo esférico $\Delta\sigma_3$, produciéndose la falla bajo un esfuerzo axial creciente de $\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3$.

La ecuación 26.2b muestra que para un suelo isótropo, el incremento de presión intersticial debido al incremento de presión esférica es

$$\Delta u = \frac{\Delta\sigma_3}{1 + nC_w/C_c^3}$$

La ecuación 26.3a muestra que, para el caso de igual expansibilidad en las direcciones principales intermedias y

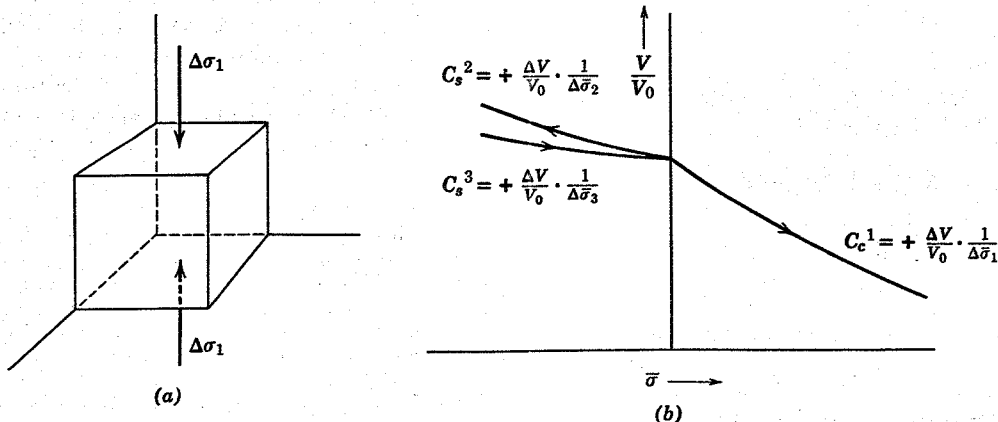


Fig. 26.7. Carga axial. a) Cargas. b) Deformaciones.

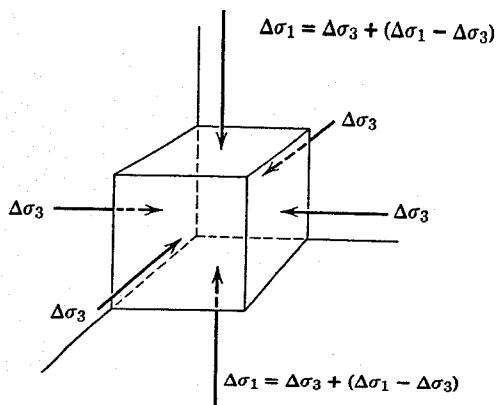


Fig. 26.8. Aplicación de una carga isotrópica seguida de carga axial.

menor, el incremento de presión intersticial producido por el esfuerzo desviador es

$$\Delta u = \frac{\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3}{1 + n(C_w/C_c^1) + 2(C_s^3/C_c^1)}$$

Suponiendo el incremento de presión intersticial debido al esfuerzo esférico al resultante de $\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3$, se obtiene

$$\Delta u = \frac{\Delta\sigma_3}{1 + n(C_w/C_{c3})} + \frac{\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3}{1 + n(C_w/C_c^1) + 2(C_s^3/C_c^1)}$$

o

$$\Delta u = B \Delta\sigma_3 + D(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \quad (26.4)$$

Para un elemento de suelo saturado con un fluido incompresible y para una gama de esfuerzos como los que se suelen encontrar en la ingeniería de suelos, la ecuación 26.4 se reduce a

$$\Delta u = \Delta\sigma_3 + \frac{\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3}{1 + 2C_s^3/C_c^1} \quad (26.4a)$$

ó

$$\Delta u = \Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \quad (26.4b)$$

donde

$$A = \frac{1}{1 + 2(C_s^3/C_c^1)} = \frac{1}{1 + C_{s2}/C_c^1} \quad (26.5)$$

siendo

$$C_{s2} = C_s^2 + C_s^3$$

Para el caso especial de un suelo isotrópico y elástico saturado con un fluido incompresible

$$\Delta u = \Delta\sigma_3 + \frac{1}{3}(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \quad (26.6)$$

26.6 EL PARAMETRO DE PRESION INTERSTICIAL A

En las secciones 26.2 y 26.5 se han obtenido expresiones de los parámetros de presión intersticial. Estas deducciones se resumen en la Fig. 26.9, dándose valores típicos de dichos parámetros en la Tabla 26.1. Los valores tabulados muestran que cada uno de los parámetros C y B valen

la unidad para un suelo saturado. Sin embargo, el parámetro A puede diferir mucho de la unidad, variando desde menos de cero hasta más de 1. Así pues, el ingeniero que trabaja con los parámetros de suelos saturados normalmente sólo necesita preocuparse del valor de A.

La forma directa de determinar A se deduce de la ecuación 26.4b, escribiéndola en la forma

$$A = \frac{\Delta u - \Delta\sigma_3}{\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3} \quad (26.7)$$

Para la prueba triaxial habitual, sin drenaje, en la que $\Delta\sigma_3 = 0$, la ecuación 26.7 se reduce a

$$A = \frac{\Delta u}{\Delta\sigma_1} \quad (26.8)$$

La Fig. 26.10 muestra la determinación de A a partir de la prueba triaxial normal sin drenaje. En la prueba se comienza con una presión intersticial nula y bajo un sistema de esfuerzos efectivos isotrópicos representado por el punto S. Durante la prueba σ_3 se mantiene constante aumentando σ_1 y resultando una trayectoria de esfuerzos totales con una pendiente 1:1, según indica la línea ST. La trayectoria de esfuerzos efectivos SU se determina restando la presión intersticial medida Δu de la trayectoria de esfuerzos totales. El parámetro de presión intersticial A, según la ecuación 26.8, para la fase de la prueba representada por el punto V es

$$A = \frac{UT}{2TY} = 0.60$$

El método, que se ilustra en la Fig. 26.10, constituye la forma habitual² de determinar el parámetro A.

La Fig. 26.11 indica que el parámetro A puede expresarse como la tangente de un ángulo en un diagrama de trayectorias de esfuerzos y además, que este parámetro puede determinarse a partir de diversos tipos de pruebas. La prueba 1 es una prueba triaxial en la cual σ_3 se mantiene constante, mientras que en la prueba 2, también triaxial, se mantiene constante σ_1 . Como puede verse en la Fig. 26.11 para ambas pruebas el valor de A es igual a la tangente del ángulo en el punto V.

La Fig. 26.11 sugiere que A puede determinarse por la posición de la trayectoria de esfuerzos efectivos y no depende de la trayectoria de esfuerzos totales. Utilizando este principio podemos asociar ciertas trayectorias de esfuerzos efectivos con ciertos valores del parámetro de presión intersticial A. Algunos de ellos se indican en la Fig. 26.12. Una trayectoria de esfuerzos efectivos con una

² Lambe (1962) ha presentado los resultados de la determinación del parámetro de presión intersticial A en un cierto suelo, bien a partir de una prueba sin drenaje (como la descrita en la Fig. 26.10) o de pruebas con drenaje, utilizando la ecuación 26.5. El valor de A determinado en la prueba sin drenaje fue de un 3 a un 20% mayor que el obtenido con drenaje, para deformaciones mayores que 5%. Esta concordancia se considera correcta a la vista de las hipótesis implicadas en la deducción de las ecuaciones, especialmente la ecuación 26.5 que se basa en la superposición de dos sistemas de esfuerzos.

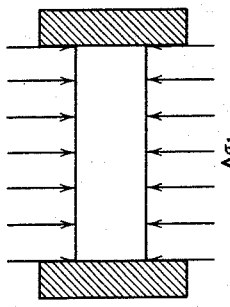
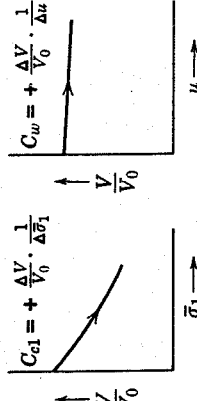
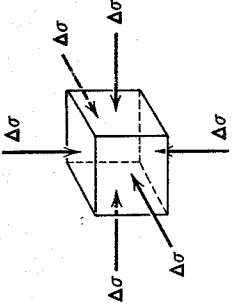
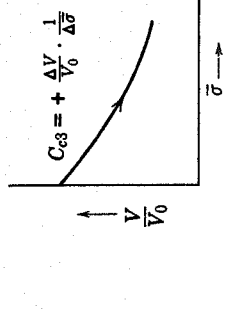
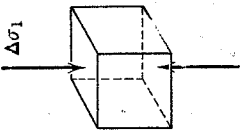
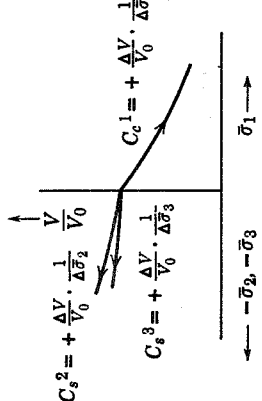
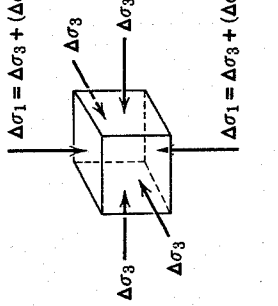
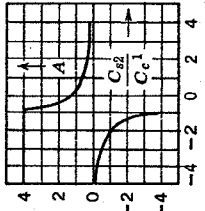
<p>Consolidación unidimensional</p>			$C = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_1} = \frac{1}{1+n(C_w/C_{c1})}$
<p>Carga uniforme tridimensional</p>			$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma} = \frac{1}{1+n(C_w/C_{c3})}$
<p>Carga unidimensional</p>			$D = \frac{\Delta u}{\bar{p}} = \frac{1}{1+n(C_w/C_c^1) + (C_s^2/C_c^1) + (C_s^3/C_c^1)}$ $D = \frac{1}{1+n(C_w/C_c^1) + (C_{s2}/C_c^1)}$ <p>donde $C_{s2} = C_s^2 + C_s^3$</p>
<p>Carga tridimensional uniforme seguida de una carga unidimensional</p>		<p> $\Delta u = B\Delta\sigma_3 + D(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)$ $\Delta u = \Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)$ if $C_w \approx 0$ $\Delta u = \Delta\sigma_3 + \frac{1}{2}(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)$ if $C_c^1 = C_s^2 = C_s^3$, es decir suelo elástico </p>	$A = \frac{\Delta u - \Delta\sigma_3}{\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3} = \frac{1}{1+(C_{s2}/C_c^1)}$  <p>relación de $\frac{C_{s2}}{C_c^1}$ a A</p>

Fig. 26.9. Parámetros de presión intersticial.

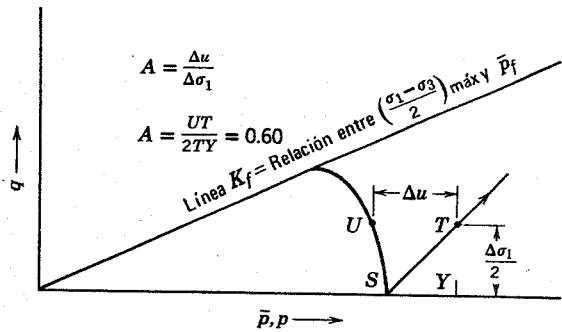
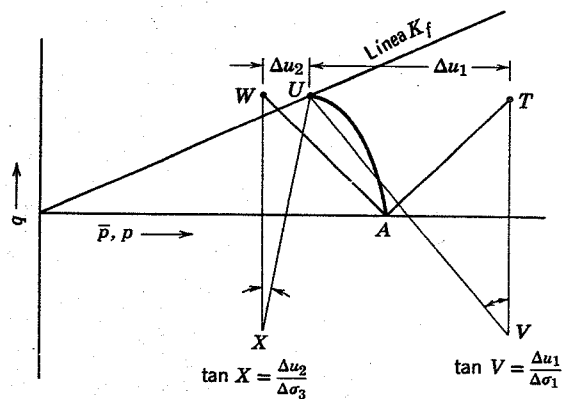


Fig. 26.10. Determinación de A en una prueba triaxial.

pendiente de 1:1 hacia la derecha corresponde a $A = 0$; una trayectoria vertical indica $A = 1/2$; y una trayectoria de esfuerzos efectivos con una pendiente 1:1 hacia la izquierda corresponde a $A = 1$. Las trayectorias hacia la derecha y por debajo de la que corresponde a $A = 0$ indican valores de A negativos. Los valores de A para trayectorias hacia la izquierda y por debajo de la correspondiente a $A = 1$ indican valores de A superiores a la unidad.

Como la noción de un parámetro de presión intersticial con un valor mayor que la unidad o menor que cero puede parecer irreal, merece la pena considerar los tipos de estructuras de suelo que dan lugar a tales valores. Un parámetro de presión intersticial mayor de 1 está asociado con una estructura suelta, bien en arena o en arcilla, que colapso al aplicarle carga. Si, por ejemplo, a una muestra de arena muy suelta, sometida a un esfuerzo efectivo esférico de 1 Kg/cm^2 , se le añade de un esfuerzo $\Delta\sigma_1$ de valor 0.2 kg/cm^2 , podemos producir el colapso de la estructura y podría transmitirse a la presión intersticial $\Delta\sigma_1$ más una cierta parte del esfuerzo efectivo que ya actúa sobre la arena. Así pues, podemos producir un incremento de presión intersticial superior a $\Delta\sigma_1$, es decir, obtener un valor de A mayor de 1.

Por otro lado, si cargamos una muestra de arena o arcilla que tiende a dilatarse bajo la carga, podemos introducir presiones intersticiales negativas. En general, una arcilla fuertemente sobreconsolidada o una arena muy compacta



Prueba 1: $\Delta\sigma_3 = 0$. $A = \Delta u_1 / \Delta\sigma_1 = TU / TV = \tan V$
 Prueba 2: $\Delta\sigma_1 = 0$. $A = (\Delta u_2 - \Delta\sigma_3) / (-\Delta\sigma_3) = 1 - WU / WX = 1 - \tan X = \tan V$

Fig. 26.11. Determinación de A a partir de una prueba triaxial.

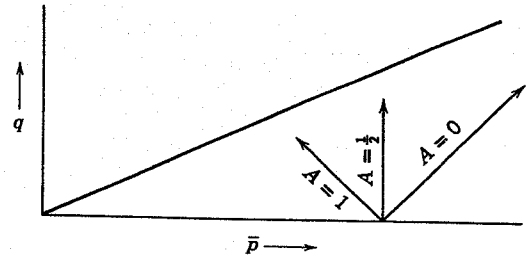


Fig. 26.12. Valores particulares de A .

tienden a dilatarse cuando se someten a esfuerzos tangenciales. Por esta razón, una muestra de este tipo estaría sometida a un esfuerzo tangencial que daría lugar a una presión intersticial negativa correspondiente a un valor negativo de A .

Las consideraciones teóricas y la información numérica ya expuesta indican claramente que el parámetro de presión intersticial A no es una propiedad constante del suelo. Constituye un error grave y desgraciadamente bastante frecuente el considerar A como constante. La Fig. 26.13 muestra cuatro de los factores que influyen sobre A [Lambe (1962) ha dado datos numéricos acerca de la influencia de estos factores sobre el valor de A para una determinada arcilla blanda].

El parámetro A depende mucho de la deformación a que se ha sometido el elemento de suelo considerado. La Fig. 26.13a muestra que el parámetro A crece al aumentar el esfuerzo tangencial aplicado. Es frecuente una trayectoria de esfuerzos efectivos curva, que indica un parámetro A variable, mientras que lo raro es una trayectoria de esfuerzos efectivos recta correspondiente a un valor constante de A .

La Fig. 26.13b sugiere que A depende del sistema inicial de esfuerzos del suelo; si, por ejemplo, un suelo está sometido inicialmente a un sistema isotrópico de esfuerzos S y se le aplica un esfuerzo cortante hasta falla U , el parámetro en el punto W es superior al que se obtendría si la muestra se llevara al estado T , permitiendo la disipación de todas las sobrepresiones intersticiales y rompiendo a continuación la muestra por corte. Para el estado inicial de esfuerzos anisótropo T , no sería demasiado rara la trayectoria de esfuerzos TV que indica un valor mucho menor de A que el obtenido para la consolidación isotrópica inicial.

La Fig. 26.13c sugiere que A depende mucho de la historia de esfuerzos de la muestra. Una arcilla blanda normalmente consolidada tiende a poseer un parámetro A no muy diferente de la unidad, mientras que una muestra sobreconsolidada tiene un valor menor, como se indica por la trayectoria de esfuerzos SV .

El valor de A puede depender de la trayectoria de esfuerzos totales, es decir del tipo de variación de los esfuerzos. En la Fig. 26.13b se muestra la trayectoria de esfuerzos ST , debida a la carga desde S , y la trayectoria de esfuerzos SU correspondiente a una descarga a partir de S . Los parámetros A para estos dos tipos de carga pueden ser semejantes, pero también pueden ser algo diferentes.

Como el parámetro A puede depender bastante de diversos factores, el ingeniero puede adoptar precauciones

respecto al empleo de los valores de A citados en la literatura. Los valores que se dan en la Tabla 26.1 vienen diferenciados para indicar que el primer grupo de valores se aplica a condiciones de falla, mientras que el segundo grupo corresponde a deformaciones menores, como las que pueden existir en un problema de asentamiento en una cimentación normal. Podrían emplearse los valores de la Tabla 26.1 únicamente como primera aproximación y medir los valores de A reales en cada caso particular, teniendo en cuenta los diversos factores señalados en la Fig. 26.13. En otras palabras, el suelo estudiado debería someterse a los esfuerzos y deformaciones que se espera que existan en el problema real.

26.7 LA ESTIMACION DE LAS PRESIONES INTERSTICIALES EN EL TERRENO

La principal razón para determinar los valores de los parámetros de presión intersticial es la estimación de la magnitud de la sobrepresión intersticial inicial producida en un punto dado del terreno al variar el sistema de esfuerzos totales. En esta sección presentaremos dos ejemplos de cálculo de la sobrepresión intersticial inicial, uno para un caso de carga y otro para un caso de descarga.

Ejemplo de un proceso de carga

La Fig. 26.14 presenta el cálculo de la presión intersticial producida en un estrato de arcilla por la aplicación de una precarga fuerte sobre la superficie del terreno. Como puede advertirse la precarga está formada por un cono

truncado de suelo que da lugar a un esfuerzo vertical máximo en la superficie de 2.30 kg/cm^2 . El piezómetro considerado, $P21$, está directamente bajo el centro de la carga, a la cota -9.60 m . Los esfuerzos iniciales en $P21$, calculados por los métodos presentados en el capítulo 8 son: esfuerzo vertical efectivo = 0.69 kg/cm^2 y presión intersticial estática = 0.67 kg/cm^2 . Utilizando el gráfico de distribución de esfuerzos dado en el capítulo 8, se obtienen los siguientes incrementos de esfuerzo: $\Delta\sigma_3 = 0.78 \text{ kg/cm}^2$ y $\Delta\sigma_1 = 2.00 \text{ kg/cm}^2$. La forma real de la precarga se sustituyó por un cilindro del mismo peso.

Se extrajo una muestra de la arcilla, cargándola en el aparato triaxial. Se obtuvieron las curvas esfuerzo-deformación que aparecen en la Fig. 26.14. Para valores de la deformación superiores a aproximadamente el 3% el parámetro de presión intersticial A resultó de 0.85.

Substituyendo los incrementos de esfuerzo calculados y el parámetro A medido en la ecuación 26.4b se obtiene el valor de la sobrepresión intersticial inicial, 1.82 kg/cm^2 , que corresponde a una carga de 18.20 m de agua. La carga de agua medida por $P21$ fue de 17.70 m .

Ejemplo de un proceso de descarga

La Fig. 26.15 muestra el cálculo de la sobrepresión intersticial inicial en la descarga originada por la excavación para la cimentación de un edificio. En la fase 1 la excavación consistió en la extracción del terreno desde la cota $+6.85$ hasta la $+4.90$ con un total de 1.95 m . En la fase 2 el nivel del terreno pasó desde la cota $+4.90$ a la $+2.30$, con un total de excavación de 2.60 m . Las dimensiones de la

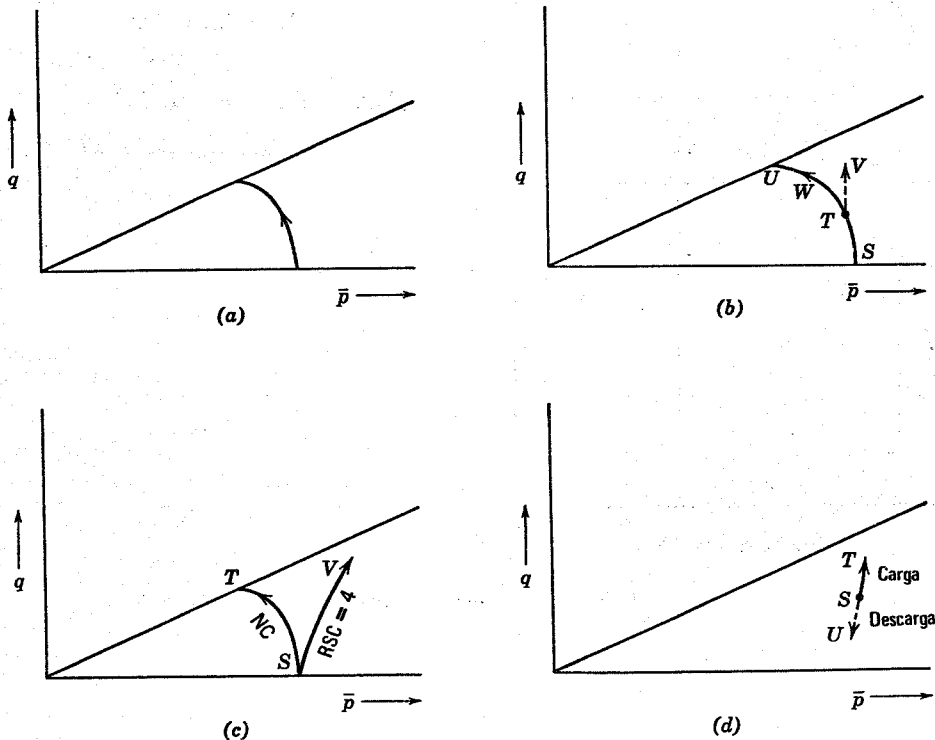
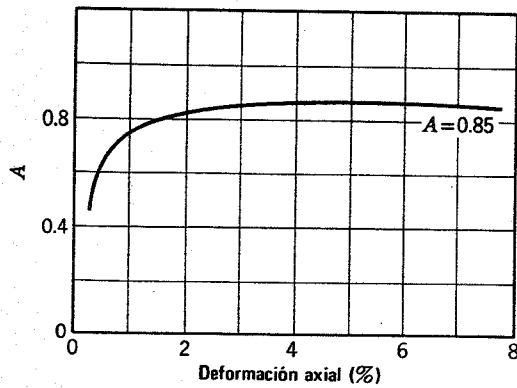
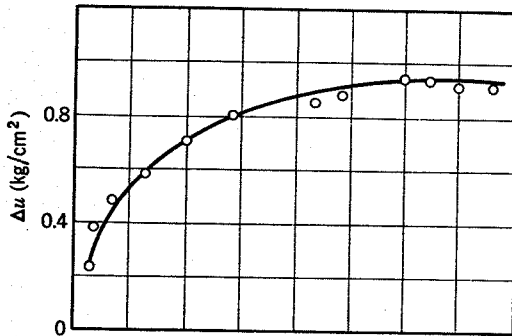
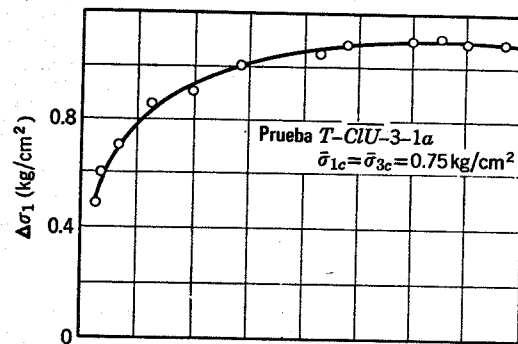
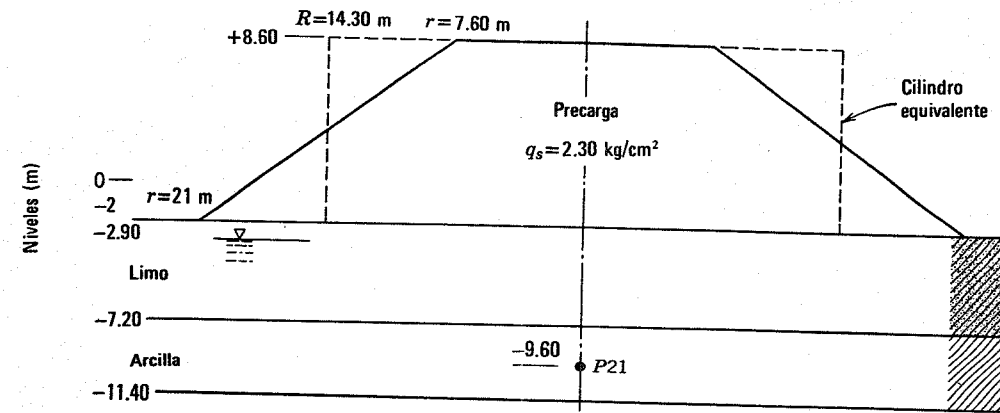


Fig. 26.13. Factores que influyen en A . (a) Deformación. (b) Sistema de esfuerzos iniciales. (c) Historia de esfuerzos. (d) Forma de variación de los esfuerzos.



ESFUERZOS EN P21

Iniciales:

$$\bar{\sigma}_v = 0.69 \text{ kg/cm}^2$$

$$u_s = 0.65$$

Incrementos producidos por la precarga:

$$\Delta\sigma_3 = 0.78 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta\sigma_1 = 2.00$$

Parámetro *A* de presión intersticial (deducido de pruebas)

$$A = 0.85$$

Sobrepresión intersticial

Calculada:

$$\Delta u = \Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)$$

$$\Delta u = 0.78 + 0.85(1.22) = 1.82 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta u = 18.2 \text{ m de agua}$$

Medida en el piezómetro P21

$$\Delta u = 17.70 \text{ m}$$

Fig. 26.14. Determinación de Δu_i .

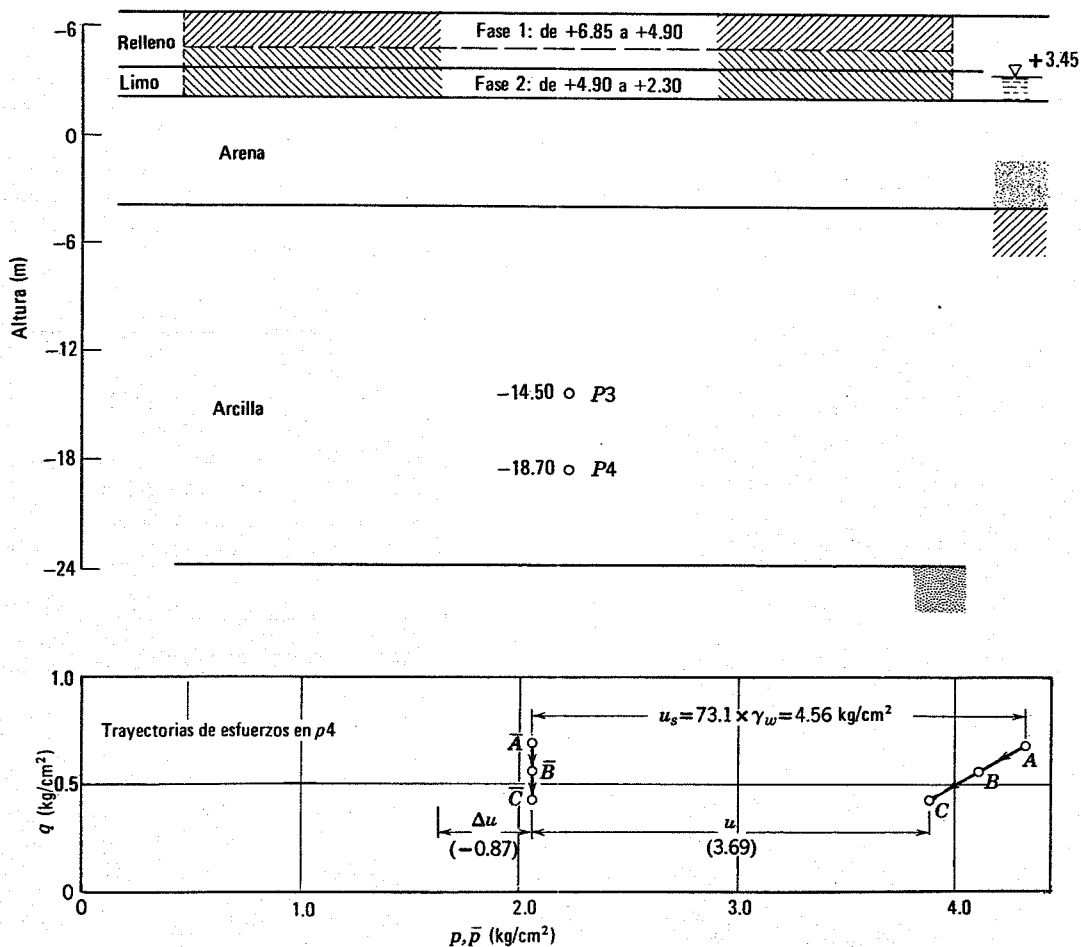
excavación en planta eran de 42.60 X 70.50 m. Tienen interés las sobrepresiones intersticiales iniciales observadas en los piezómetros P3 (cota -14.50) y P4 (cota -18.70). Ambos piezómetros se encuentran aproximadamente bajo el centro de la excavación.

También se indican en la Fig. 26.15 las trayectorias de esfuerzos en el proceso de descarga del piezómetro P4. El punto A representa los valores p - q para los esfuerzos totales iniciales en P4 y \bar{A} corresponde a los esfuerzos efectivos. La distancia horizontal entre \bar{A} y $-\bar{A}$ es la presión intersticial estática de 22, kg/cm^2 . La primera fase de la excavación dio lugar a una trayectoria de esfuerzos totales AB, y la segunda fase a la BC. La posición de los puntos B y C se obtuvo calculando los valores p - q teniendo en cuenta los decrementos de σ_1 y σ_3 producidos en el punto P4 en ambas fases de la excavación.

En el laboratorio se sometió una muestra de arcilla al sistema de esfuerzos A (en esfuerzos totales) y \bar{A} (en es-

fuerzos efectivos) descargándola a continuación según la trayectoria de esfuerzos totales ABC. Se midió la presión intersticial durante la prueba, permitiendo situar los puntos B y C. $\bar{A}\bar{B}\bar{C}$, por tanto, es la trayectoria de esfuerzos efectivos en el proceso de descarga. Como se aprecia en la figura, la presión intersticial es de 1.80 kg/cm^2 y la sobrepresión de -0.42 kg/cm^2 .

Como puede verse por la trayectoria de esfuerzos efectivos de la Fig.26.15, la prueba de laboratorio indica un parámetro de presión intersticial A aproximadamente constante en la descarga e igual a 0.50. Utilizando este parámetro A se pueden calcular las reducciones de esfuerzos a partir de la teoría elástica y la ecuación 26.4b, así como las sobrepresiones intersticiales iniciales para los piezómetros P3 y P4 en ambas fases de la construcción. En la parte inferior de la Fig. 26.15 se dan los valores calculados y medidos de las sobrepresiones intersticiales.



Piezómetro	No.	Fase	$\Delta u_i (\text{kg/cm}^2)$	
			Calculada	Medida
P3	1	1	0.22	0.21
P4	1	1	0.19	0.22
P3	2	2	0.49	0.63
P4	2	2	0.42	0.55

Fig. 26.15. Determinación de Δu_i al suprimir la carga.

En el ejemplo de descarga, se calculó la presión intersticial en P4 para la fase 2, a partir de la prueba de laboratorio, sin recurrir a los parámetros de presión intersticial. Esto fue posible ya que la prueba de laboratorio reprodujo la trayectoria de esfuerzos en el terreno en P4. Se utilizan los parámetros de presión intersticial cuando no se dispone de pruebas de laboratorio que reproduzcan las situaciones reales *in situ*.

Los dos ejemplos (Figs. 26.14 y 26.15) están tomados de casos reales: el caso de carga (Lambe, 1962) corresponde a la precarga del terreno en Lagunillas, Venezuela. La excavación es la del Centro de Estudiantes construido en el "campus" del M.I.T., durante 1963-1965. En las cinco comparaciones entre las sobrepresiones intersticiales calculadas y medidas, se obtuvo una concordancia excelente en el caso de carga y en la 1a. fase de la descarga. La diferencia entre las sobrepresiones calculadas y las medidas en la 2a. fase de la descarga fue del 30%.

26.8 PRESIONES INTERSTICIALES EN UN SUELO NO SATURADO

Pueden obtenerse parámetros de presión intersticial para suelos cuyos poros están llenos de aire o parcialmente con aire y agua. En estos casos, la fase intersticial puede ser muy compresible respecto a la compresibilidad del esqueleto mineral, con el resultado de que el parámetro de presión intersticial es muy pequeño. Consideremos, por ejemplo, la ecuación 26.2b, escribiendo el parámetro B en la forma

$$B = \frac{1}{1 + n \frac{C_{\text{fase intersticial}}}{C_{\text{esqueleto mineral}}}} \quad (26.9)$$

Substituyendo en la ecuación 26.9 los datos numéricos de una prueba triaxial (Lambe 1951) correspondiente a una arena gruesa bien graduada, se obtiene para el suelo seco

$$B = \frac{1}{1 + 0.311[(3.33 \times 10^{-2})/(3.96 \times 10^{-5})]} \\ = \frac{1}{1 + 262} = 0.00380$$

Como se señaló en el ejemplo anterior, el cargar una arena seca que mantenga su masa constante (es decir, cargando sin drenaje) se traduce esencialmente en que todos los esfuerzos aplicados son soportados por el esqueleto mineral y prácticamente nada por el aire intersticial. Este comportamiento se debe al hecho de que el fluido intersticial (aire) es mucho más compresible que el esqueleto mineral.

Cuando el fluido intersticial está formado por aire y agua (es decir, se trata de un suelo parcialmente saturado) los parámetros tienen valores intermedios entre los correspondientes al suelo seco y al saturado. Debido a la elevada compresibilidad del aire respecto al agua y al esqueleto mineral, el aire tiene un efecto muy importante sobre los parámetros de presión intersticial. Si por ejemplo, el suelo

del ejemplo anterior tuviera un grado de saturación del 50% resultaría

$$B = \frac{1}{1 + 131} = 0.00767$$

Así pues, el parámetro B es prácticamente nulo para este suelo aunque esté saturado en un 50%. Evidentemente, el grado de saturación debe ser muy alto para que se produzca un incremento apreciable de la presión intersticial desarrollada, en un proceso de carga sin drenaje. Por ejemplo, los valores recogidos en la Tabla 26.1 muestran que una arcilla glacial con una saturación del 93% tiene un valor de B de sólo 0.69.

La ecuación 16.15 da una expresión de la presión intersticial equivalente u^* en la forma

$$u^* \approx u_a + a_w(u_w - u_a) \quad (16.15)$$

En un suelo parcialmente saturado es posible medir la presión intersticial del agua u_w y la del aire u_a . El caso más sencillo es aquél en el que el aire se mantiene a la presión atmosférica y se mide la presión del agua. Este sencillo caso se presenta en el dispositivo que aparece en la Fig. 16.5. La Fig. 26.16 muestra el detalle del punto en el que se mide la presión intersticial. El elemento sensible del piezómetro está formado por un material poroso (piedra porosa, bronce, etc) con poros suficientemente pequeños para que se produzcan meniscos. El material poroso está inicialmente saturado con agua y por tanto permitirá la entrada de agua y la expulsión de aire mediante el desarrollo de meniscos, como se muestra en la Fig. 26.16. Si la diferencia entre las presiones del aire y del agua es superior a la "presión de respuesta" del elemento sensible, entrará aire en el elemento y destruirá la precisión del sistema de medida. Para la medida de presiones intersticiales en arenas parcialmente saturadas se requieren elementos con unas presiones de respuesta muy pequeñas. Los elementos con elevadas presiones de respuesta deben utilizarse en suelos de grano fino parcialmente saturados. En suelos de grano fino se utilizan medidores con presión de respuesta de 2 a 5 kg/cm².

Lambe (1948) ha descrito un sistema semejante al que aparece en la Fig. 26.16, dando (1950) los valores medidos de la presión del agua en suelos sin cohesión parcialmente saturados. Bishop (1961) ha realizado la medida de presiones de aire y agua en la prueba triaxial, publicando datos de estas pruebas.

Existen otras numerosas técnicas directas e indirectas para determinar las presiones intersticiales del agua en suelos parcialmente saturados y que han sido utilizadas por investigadores que trabajan en agricultura o en carreteras (por ejemplo, Croney y Coleman, 1961). Como se indicó en el capítulo 16 la presión intersticial del agua no es una función única del grado de saturación o del contenido de agua, sino que depende de la historia del suelo. Por tanto, debe guardarse cierta precaución sobre la precisión de las presiones intersticiales de agua deducidas de medidas del grado de saturación o de la humedad, como es necesario en ciertos métodos indirectos.

26.9 RESUMEN DE PUNTOS PRINCIPALES

1. Un incremento de esfuerzo aplicado a un elemento de suelo se transmite parcialmente al fluido intersticial en forma de presión intersticial y parcialmente al esqueleto mineral en forma de esfuerzo efectivo. Las proporciones relativas de los incrementos de esfuerzo transmitidos al fluido intersticial y al esqueleto mineral dependen de sus compresibilidades relativas.
2. Una forma adecuada para expresar la parte del incremento de esfuerzos transmitido al fluido intersticial es la que tiene en cuenta los *parámetros de presión intersticial*. Un parámetro de este tipo es el cociente entre el incremento de presión intersticial y el incremento de esfuerzo total. Los tres parámetros de presión intersticial más importantes son:

$$C = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_1} \quad \text{para carga en el edómetro}$$

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma} \quad \text{para carga isotrópica}$$

$$A = \frac{\Delta u - \Delta \sigma_3}{\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3} \quad \text{para procesos de carga triaxial}$$

3. En un suelo saturado la compresibilidad del esqueleto mineral es casi infinitamente mayor que la del agua intersticial y, por tanto, todo el incremento de fuerza aplicado a un suelo saturado se transmite al fluido intersticial en la carga en el edómetro y en cargas isotrópicas, es decir, $C = B = 1$. En un suelo seco la compresibilidad del aire que llena los poros es casi infinitamente superior a la compresibilidad del esqueleto mineral y por tanto prácticamente todo el incremento de esfuerzos totales aplicado al elemento de suelo seco en un edómetro y en un sistema de carga isotrópico se transmite al esqueleto mineral, es decir, $C = B = 0$. En suelos parcialmente saturados la elevada compresibilidad del aire respecto del agua y el esqueleto mineral da lugar a valores bajos de los parámetros C y B , hasta que el grado de saturación se aproxima al 100%.
4. Un incremento de esfuerzo total sobre un elemento de suelo que da lugar a esfuerzos tangenciales en el mismo, generalmente produce un incremento de presión intersticial y un incremento de esfuerzo efectivo. El valor del incremento de presión intersticial producido por el corte depende de la naturaleza de suelo, del tipo de esfuerzo, de la magnitud de la

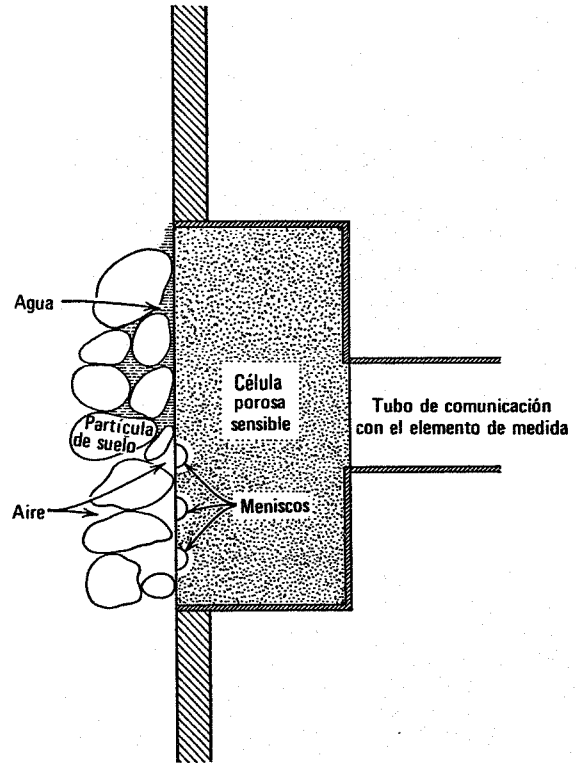


Fig. 26.16. Dispositivo para medir u_a en suelos parcialmente saturados.

deformación y del tiempo. En general, los suelos blandos sueltos tienen elevados valores de A y cuanto mayor es la deformación tangencial mayor es el valor de A .

PROBLEMAS

- 26.1 Calcular el parámetro de presión intersticial C para la arcilla del ejemplo 22.1.
- 26.2 A partir de los datos de la Fig. 29.6 calcular el parámetro de presión intersticial A para un 5% de deformación con cada uno de los cuatro pesos específicos.
- 26.3 Para la arcilla de Amuay (Fig. 30.3) representar el parámetro de presión intersticial A para un 1% de deformación en función del valor inicial de \bar{p} .
- 26.4 Trazar las trayectorias de esfuerzos totales y efectivos para un elemento a media altura del estrato de arcilla en el proceso de carga de la Fig. 26.2.
- 26.5 Trazar las trayectorias de esfuerzos efectivos y totales para un elemento a media altura de la arcilla en el caso de abatimiento de la capa freática en la Fig. 26.4.

CAPITULO 27

Teoría de la consolidación

En el capítulo 26 estudiamos las sobrepresiones intersticiales producidas en un proceso de carga sin drenaje que es aquél en que la variación de la carga o de las condiciones de contorno se produce en un tiempo muy pequeño respecto al necesario para la disipación de las sobrepresiones intersticiales. En cuanto se termina la aplicación de la carga, el agua comienza a fluir debido al gradiente producido por las sobrepresiones intersticiales, variando el volumen del suelo. Si las sobrepresiones intersticiales son positivas de forma que el suelo tiende a disminuir de volumen, el proceso se denomina *consolidación*. Si las sobrepresiones son negativas, por lo cual el suelo tiende a aumentar de volumen, el proceso se denomina *expansión*. La teoría matemática que describe la disipación de las sobrepresiones intersticiales (positivas o negativas) y la deformación del suelo con ella asociada se denomina *teoría de la consolidación*.

En el capítulo 2 ya se expuso una introducción a la teoría de la consolidación. En el presente capítulo se hará una formulación más concisa de las ecuaciones básicas y se darán diversas soluciones de valor práctico.

27.1 ECUACION DE LA CONSOLIDACION

El proceso de consolidación (o expansión) viene regido por: a) las ecuaciones de equilibrio de un elemento de suelo; b) las relaciones esfuerzo-deformación del esqueleto mineral y c) la ecuación de continuidad del fluido intersticial.

Las ecuaciones de equilibrio ya se han comentado en la sección 13.4, mientras que las relaciones esfuerzo-deformación se expusieron en el capítulo 12. La ecuación de continuidad se dedujo en el capítulo 18:

$$k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} + k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} = \frac{1}{1+e} \left(e \frac{\partial S}{\partial t} + S \frac{\partial e}{\partial t} \right) \quad (18.2)$$

z = coordenada en la dirección vertical

x = coordenada en la dirección horizontal

k_x, k_z = permeabilidades en las direcciones correspondientes

e = relación de vacíos

h = carga hidráulica total

S = grado de saturación

t = tiempo

La parte izquierda de la ecuación 18.2 es el flujo neto de agua en un elemento de suelo en un régimen de flujo bidimensional. El miembro de la derecha es el aumento del volumen de agua en el elemento considerado. Si el suelo está completamente saturado, el miembro de la derecha representa también la variación de volumen del elemento. Las hipótesis principales implicadas en la deducción de la ecuación 18.2 son la validez de la ley de Darcy y la limitación de que las deformaciones sean pequeñas.¹

Desarrollaremos ahora las ecuaciones que rigen diversos casos especiales. En todas estas deducciones se supone saturación completa de forma que $S = 1$ y $\partial S / \partial t = 0$.

Consolidación unidimensional con una relación esfuerzo-deformación lineal

Las Figs. 26.2 y 26.4 muestran dos casos habituales en los que el flujo y la deformación sólo se producen en dirección vertical. En ambos casos existe un estrato de arcilla entre dos estratos más rígidos, que se consolidan instantáneamente si se comparan con la arcilla. Por ello solamente existen sobrepresiones intersticiales en la arcilla y prácticamente todo el asentamiento se debe a cambios de volumen en dicha arcilla. En ambos casos la dimensión horizontal en la que se producen los cambios es muy grande respecto al espesor del estrato que se consolida. De aquí que todas las secciones verticales tienen la misma distribución de presiones intersticiales y de esfuerzos con la profundidad. El flujo de agua sólo se produce en dirección vertical y no existe deformación horizontal.

Con estas condiciones tan sencillas las ecuaciones que rigen la consolidación (o expansión) son las siguientes;

Equilibrio:

$$\sigma_v = \gamma_i z + \text{esfuerzo en la superficie}$$

¹ Ver Gibson y Col. (1967) para su formulación concisa de las ecuaciones que rigen el proceso de consolidación.

Esfuerzo-deformación:

$$\frac{\partial e}{\partial \bar{\sigma}_v} = -a_v \quad (12.10)$$

Continuidad:

$$k \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \frac{1}{(1+e)} \frac{\partial e}{\partial t}$$

Las dos últimas ecuaciones pueden combinarse resultando

$$\frac{k(1+e)}{a_v} \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = -\frac{\partial \bar{\sigma}_v}{\partial t} \quad (27.1)$$

Otra modificación útil de esta ecuación consiste en dividir la carga total en sus dos componentes:

$$h = h_e + \frac{u}{\gamma_w} = h_e + \frac{1}{\gamma_w} (u_{ss} + u_e)$$

donde

h_e = carga de altura

u_{ss} = presión intersticial en régimen establecido

u_e = sobrepresión intersticial

Por definición $\partial^2 h_e / \partial z^2 = 0$. Además, en la condición de equilibrio la presión intersticial varía linealmente con la profundidad, de forma que $\partial^2 u_{ss} / \partial z^2 = 0$. La ecuación 27.1 se transforma, por tanto, en

$$\frac{k(1+e)}{\gamma_w a_v} \frac{\partial^2 u_e}{\partial z^2} = -\frac{\partial \bar{\sigma}_v}{\partial t} \quad (27.2)$$

El coeficiente de esta ecuación se denomina *coeficiente de consolidación* c_v :

$$c_v = \frac{k(1+e)}{\gamma_w a_v} = \frac{k}{\gamma_w m_v} \quad (27.3)$$

donde m_v es el coeficiente de variación volumétrica definido en la ecuación 12.12.

Por último, la ecuación 27.2 puede modificarse otra vez expresando el esfuerzo efectivo en función del esfuerzo total y la presión intersticial. Por definición, $\partial u_{ss} / \partial t = 0$ y, por tanto,

$$c_v \frac{\partial^2 u_e}{\partial z^2} = \frac{\partial u_e}{\partial t} - \frac{\partial \sigma_v}{\partial t} \quad (27.4)$$

La ecuación 27.4 es la ecuación de consolidación de Terzaghi cuya deducción señaló el nacimiento de la Mecánica de Suelos moderna.

Las soluciones de la ecuación 27.4 para condiciones iniciales y de contorno típicas se darán en las secciones 27.2 y 27.3.

Consolidación bidimensional de un material isótropo y elástico

En la mayoría de los problemas reales, las cargas aplicadas en la superficie dan lugar a sobrepresiones intersticiales que varían tanto horizontal como verticalmente.

Esto puede suceder cuando un tanque o depósito se coloca sobre un estrato de arcilla de espesor mayor que el diámetro del depósito. La consolidación resultante dará lugar a flujo horizontal y vertical, así como a deformaciones horizontales y verticales. La ecuación 28.2 es aplicable en estos casos siempre que el flujo sea bidimensional, como sucede bajo un largo terraplén (deformación plana) o bajo un depósito circular (carga con simetría axial). En problemas más generales debe añadirse un término $\partial^2 h / \partial y^2$ al miembro de la derecha.

Veamos una nueva modificación de la ecuación 18.2 en una forma adecuada para su resolución, aplicable al caso de deformación plana. La deformación volumétrica puede expresarse mediante la ecuación 12.6 (ver la Fig. 27.1):

$$\frac{\Delta V}{V_0} = \frac{(1-2\bar{\mu})}{\bar{E}} (\bar{\sigma}_x + \bar{\sigma}_y + \bar{\sigma}_z) \quad (27.5)$$

donde

\bar{E} = módulo de Young del esqueleto mineral

$\bar{\mu}$ = coeficiente de Poisson del esqueleto mineral

Utilizando la ecuación 12.5b con la deformación lateral $\epsilon_y = 0$ se obtiene

$$\bar{\sigma}_y = \bar{\mu}(\bar{\sigma}_x + \bar{\sigma}_z) = \bar{\mu}(\bar{\sigma}_v + \bar{\sigma}_h) \quad (27.6)$$

Combinando las ecuaciones 18.2 27.5 y 27.6 y expresando la carga total como sobrepresión intersticial y el esfuerzo efectivo en términos de esfuerzo total y presión intersticial, obtenemos

$$\frac{k\bar{E}}{2(1-2\bar{\mu})(1+\bar{\mu})} \left(\frac{\partial^2 u_e}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u_e}{\partial z^2} \right) = \frac{\partial u_e}{\partial t} - \frac{1}{2} \frac{\partial}{\partial t} (\sigma_v + \sigma_h) \quad (27.7)$$

La ecuación 27.7 debe resolverse en combinación con las ecuaciones de equilibrio del suelo (ecuaciones 13.10). Las soluciones de este sistema de ecuaciones, y del sistema semejante en el caso de simetría axial, se darán en la sección 27.6.

Consolidación radial

El término consolidación radial se utiliza en problemas con simetría axial en los que existe un flujo radial transitorio pero el flujo axial es nulo. Este caso puede producirse en la consolidación de una muestra en una prueba

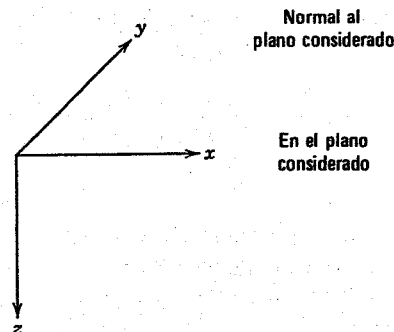


Fig. 27.1. Convenio de ejes coordenados.

triaxial o cuando se utilizan drenes de arena verticales para acelerar la consolidación de un depósito de suelo. En este caso, el miembro de la izquierda de la ecuación 27.4 se transforma en

$$c_v \left(\frac{\partial^2 u_e}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u_e}{\partial r} \right)$$

donde r es el radio (Scott, 1963)

Analogía con otros problemas físicos

Si $\partial \sigma_v / \partial t = \partial \sigma_h / \partial t = 0$, las ecuaciones 27.4 y 27.7 son formas de la ecuación de la difusión que es una ecuación diferencial aplicable a numerosos problemas físicos. En particular, las ecuaciones de la transmisión de calor son prácticamente idénticas a la ecuación de la consolidación substituyendo la temperatura por la sobrepresión intersticial. Se han obtenido soluciones para muchos problemas de transmisión de calor con una amplia variedad de condiciones iniciales y de contorno y estas soluciones pueden utilizarse frecuentemente con gran ventaja en el estudio de la consolidación.

27.2 SOLUCIÓN PARA EL CASO DE SOBREPRESION INTERSTICIAL INICIAL UNIFORME

El caso más sencillo es el problema unidimensional en el cual: *a*) es esfuerzo total es constante con el tiempo de

forma que $\partial \sigma_v / \partial t = 0$; *b*) la sobrepresión intersticial inicial es uniforme con la profundidad; y *c*) existe drenaje en la parte superior e inferior del estrato sometido a consolidación. Estas condiciones se cumplen en el caso de carga de la Fig. 26.2, siempre que la carga se aplique en un tiempo muy pequeño respecto al de consolidación de forma que, literalmente, no se produce ninguna consolidación hasta que la carga se ha colocado totalmente. El esfuerzo vertical total en un punto cualquiera será, por tanto, constante en el proceso de consolidación. Para este problema conviene transformar la ecuación 27.4, introduciendo variables adimensionales;

$$Z = \frac{z}{H} \tag{27.8a}$$

$$T = \frac{c_v t}{H^2} \tag{27.8b}$$

donde z y Z se miden desde la parte superior del estrato compresible y H es la *mitad* del espesor de dicho estrato (la razón para esta elección de H se explicará más adelante). El tiempo adimensional T se denomina *factor de tiempo*. Con estas variables, la ecuación 27.4 se transforma en

$$\frac{\partial^2 u_e}{\partial Z^2} = \frac{\partial^2 u_e}{\partial T} \tag{27.9}$$

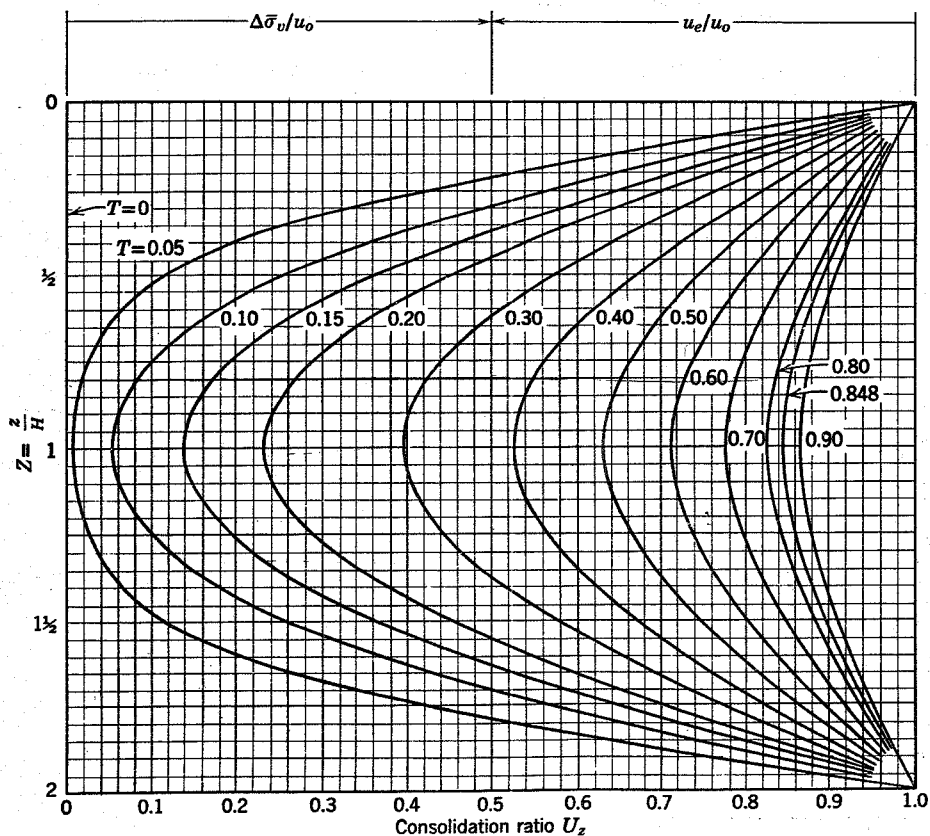


Fig. 27.2. Expresión del grado de consolidación en función de la profundidad y del factor de tiempo: sobrepresión intersticial uniforme en el instante inicial.

Necesitamos por tanto una solución de la ecuación 27.9 que satisfaga las siguientes condiciones

Condición inicial para $t = 0$

$$u_e = u_0 \text{ para } 0 < Z < 2$$

Condición de contorno en cualquier instante t :

$$u_e = 0 \text{ para } Z = 0 \text{ y } Z = 2$$

donde u_0 es la sobrepresión intersticial inicial. La solución es (ver por ejemplo, Taylor 1948)

$$u_e = \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2u_0}{M} (\text{sen } MZ) e^{-M^2 T} \quad (27.10)$$

donde

$$M = \frac{\pi}{2}(2m + 1) \quad (27.11)$$

► Ejemplo 27.1

Datos: El estrato de arcilla y el sistema de carga que aparece en la Fig. 27.1. Es el mismo perfil de terreno y sistema de carga del ejemplo 25.6.

Problema: Calcular, a la profundidad -8.25 m y 4 meses después de aplicar la carga,

- a. La sobrepresión intersticial.
- b. La presión intersticial.
- c. El esfuerzo vertical efectivo.
- d. La velocidad del flujo.

Solución: Debido a que los suelos que quedan por encima y por debajo del estrato son más permeables que la arcilla existe doble drenaje.

$$H = 2.10 \text{ m}, \quad Z = \frac{(8.25 - 7.20)}{2.10} = 0.5, \quad T = \frac{12.61 \times 10^3 (0.33)}{(2.10)^2 \times 10^4} = 0.095$$

Interpolando en la Fig. 27.2, $U_z = 0.24$

Así pues,

$$U_e = 10.25 (1 - 0.24) = 7.8 \text{ ton/m}^2$$

$$u = \dot{u}_{ss} + u_e = 5.50 + 7.80 = 13.30 \text{ ton/m}^2$$

$$\bar{\sigma}_v = (\bar{\sigma}_v)_o + \Delta \bar{\sigma}_v = 6.34 + 10.25 (0.24) = 8.80 \text{ ton/m}^2$$

Los esfuerzos y las presiones intersticiales al cabo de 4 meses se indican en la Fig. E27.1-2. La pendiente de la tangente para $Z = 0.5$ en la curva interpolada para $T = 0.095$ se indica en la Fig. E27.1-3. En términos de gradiente éste resulta de

$$i = \frac{1}{\gamma_w} \frac{U_z}{Z} \frac{u_0}{H} = \frac{(0.95)(10.25)}{(2.10)} = 4.64$$

La velocidad de filtración superficial es, por tanto,

$$v = ki = 0.018 (4.64) = 0.0835 \text{ m/año hacia arriba}$$

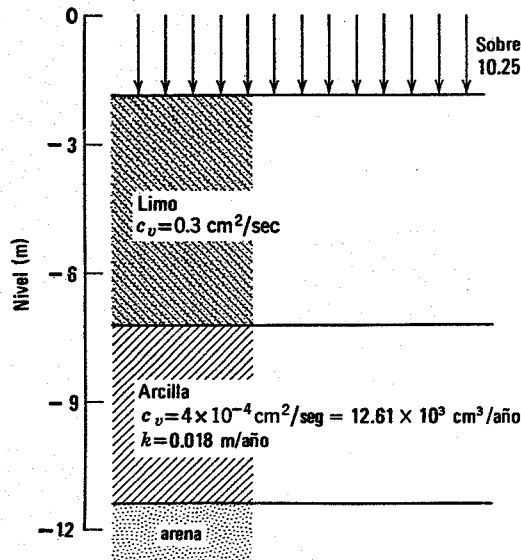


Fig. E27.1-1.

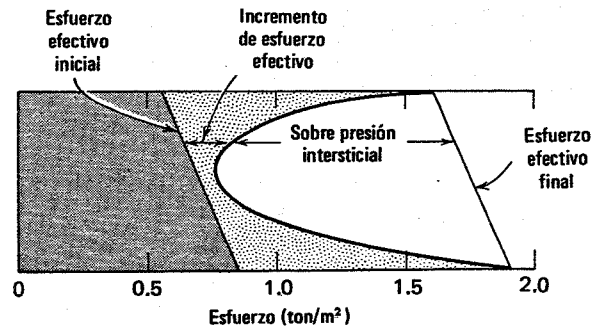


Fig. E27.1-2.

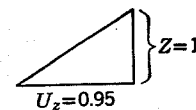


Fig. E27.1-3.

y m es una variable interna que puede tomar los valores 1,2,3... Esta solución puede representarse adecuadamente en forma gráfica donde el grado o razón de consolidación

$$U_z = 1 - \frac{u_e}{u_0}$$

se representa en función de Z y T .

El ejemplo 27.1 muestra el empleo de la Fig. 27.2 para el cálculo de las sobrepresiones intersticiales, la velocidad del flujo y los esfuerzos efectivos en diversas fases del proceso de consolidación. Un cuidadoso examen de la Fig. 27.2 y del ejemplo 27.1 revelan varias características importantes de este proceso:

1. Inmediatamente después de la aplicación de la carga existen fuertes gradientes en las partes superior e inferior del estrato y un gradiente nulo en la parte media. Como consecuencia, las partes superior e inferior varían de volumen rápidamente mientras que no se produce variación de volumen a media altura hasta que T es superior a aproximadamente 0.05.
2. Para $T > 0.3$, las curvas que relacionan U_z con Z son casi exactamente curvas senoidales; es decir, que solamente tienen importancia el primer término de esta serie en la ecuación 27.10.
3. El gradiente de sobrepresión intersticial a media altura ($Z = 1$) es siempre cero de forma que no hay flujo de agua a través del plano medio del estrato.

Grado de consolidación medio

Es de particular interés el asentamiento total del estrato en cada fase del proceso de consolidación, el cual puede obtenerse aumentando los asentamientos verticales a diversas profundidades. Este asentamiento se expresa adecuadamente por el *grado o porcentaje medio de consolidación* U :

$$U = \frac{\text{asentamiento en el instante } T}{\text{asentamiento al final de la consolidación}}$$

Como se indica en la Fig. 27.3a, U puede interpretarse como un área en el diagrama U_z - Z . Integrando la ecuación 27.10 puede obtenerse una expresión de U en función de T . Esta expresión se ha representado en la Fig. 27.3b. El ejemplo 27.2 muestra el empleo de este gráfico. El primer paso siempre consiste en estimar el asentamiento final mediante los métodos expuestos en el capítulo 25. A continuación se utiliza la Fig. 27.3b para obtener el asentamiento en diversos instantes durante el proceso de consolidación. Adviértase que inicialmente U disminuye rápidamente pero a continuación la velocidad de asentamiento se hace más lenta. Como U se aproxima asintóticamente a 1, la consolidación teóricamente nunca es "completa".

► Ejemplo 27.2

Datos: El estrato de arcilla y la carga de la Fig. E27.1-1.

Problema: Determinar el asentamiento en función del tiempo.

Solución: El asentamiento final ya se ha calculado en el ejemplo 25.6 con un valor de 0,64 m. La representación dimensional de la Fig. 27.3 puede transformarse en un diagrama tiempo-asentamiento, como se ha hecho en la Fig. E27.2.

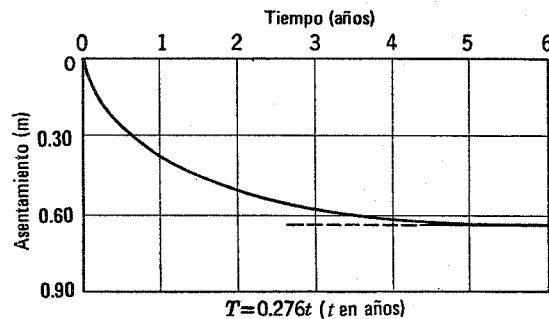


Fig. E27.2.

Sin embargo U es superior al 99% para $T = 3$, y para $T = 1$ se ha producido aproximadamente el 92% de la consolidación. A efectos prácticos, se suele tomar $T = 1$ como "final" de la consolidación. Para $T = 1$

$$t = \frac{H^2}{c_v} = \frac{\gamma_w m_v H^2}{k} \quad (27.12)$$

La ecuación 27.12 puede compararse con la ecuación 2.2 deducida únicamente sobre una base intuitiva.

Drenaje simple

Todos los resultados de esta sección pueden seguir siendo válidos si existe un contorno impermeable, bien en la parte superior o en la inferior del estrato compresible. En este caso H es el espesor total del estrato. Así pues, para un estrato de espesor dado, la consolidación se producirá cuatro veces más aprisa si existe doble drenaje que si el drenaje es por una sola cara. El ejemplo 27.3 muestra el empleo de las Figs. 27.2 y 27.3 para un problema con drenaje simple. H se puede interpretar adecuadamente, por tanto, como el espesor por cara o superficie drenante.

27.3 DETERMINACION DE c_v

La clave para estimar la velocidad de disipación de las presiones intersticiales o la velocidad de asentamiento radica en la selección del valor adecuado de c_v . Esto se realiza generalmente observando la velocidad de consolidación de una muestra inalterada en una prueba edométrica (o de consolidación) (ver las secciones 9.1 y 20.2).

La Fig. 27.4 muestra una serie típica de lecturas de micrómetro, que indican la variación del espesor de la muestra con el tiempo, durante un incremento de carga. La forma de estas curvas de consolidación en tiempo real

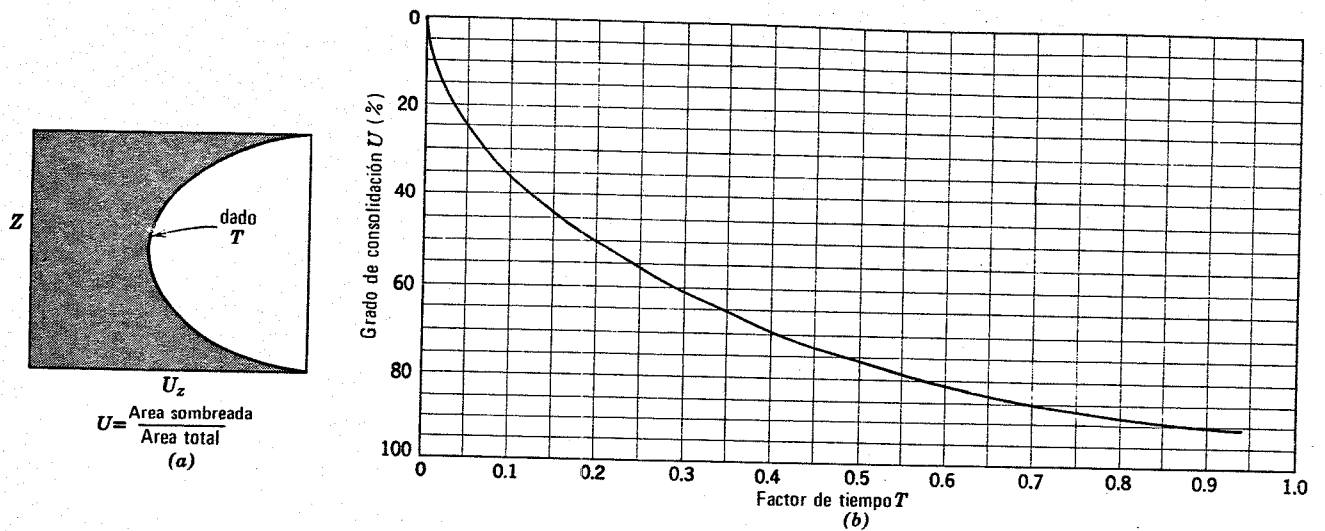


Fig. 27.3. Grado de consolidación medio: Sobrepresión intersticial lineal en el instante inicial. (a) Interpretación gráfica del grado de consolidación medio. (b) Curva $U - T$.

► Ejemplo 27.3

Datos: El estrato de arcilla y el sistema de carga de la Fig. 27.1-1 pero con un estrato de arcilla dura impermeable bajo la arcilla blanda, de forma que sólo existe drenaje por la parte superior.

Problema: Obtener los mismos resultados exigidos en el ejemplo 27.1 y 27.2.

Solución:

$$H = 4.20 \text{ m}, \quad Z = 0.25, \quad T = 0.023$$

Interpolando en la Fig. 27.2, $U_z = 0.12$

$$u_e = 10.25 (1 - 0.12) = 9.0 \text{ ton/m}^2$$

$$u = 5.50 + 9.00 = 14.50 \text{ ton/m}^2$$

$$\bar{\sigma}_v = 6.34 + 10.25 (0.12) = 6.34 + 1.23 = 7.57 \text{ ton/m}^2$$

Los esfuerzos y las presiones intersticiales al cabo de cuatro meses se indican en las Figs. E27.3. La pendiente de la tangente vale aproximadamente 1,1 con lo que resulta

$$v = \frac{1.1 (10.25)}{4.20} 0.018 = 0.048 \text{ m/año}$$

La curva tiempo-asentamiento es la misma del ejemplo 27.2 pero con 4 años en lugar de 1 año, etc. Así pues, el asentamiento al cabo de un año es $\approx 0.18 \text{ m}$.

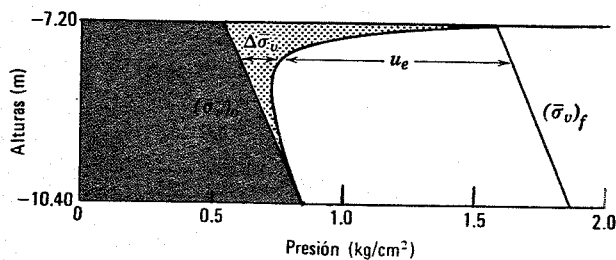


Fig. E27.3.

es semejante, aunque no exactamente igual, a las curvas teóricas deducidas de la teoría de la consolidación. Se suelen utilizar los siguientes *métodos de ajuste* para determinar c_v a partir de los resultados de las pruebas (Lambe, 1951).

Método de la raíz cuadrada. Se traza una tangente a la parte recta de la curva observada, prolongándola hasta cortar el origen de tiempos y obteniendo el origen corregido d_s . Por d_s se traza una línea recta con una inclinación de 1.15 veces la de la tangente. Teóricamente esta línea recta debería cortar a la curva de consolidación observada para un grado de consolidación del 90%. Así pues, el tiempo para que se produzca el 90% de la consolidación es de 12.3 minutos. Según la figura 27.3 el factor de tiempo T para el 90% de consolidación es 0.848. Substituyendo estos resultados y siendo H igual al espesor de la muestra por superficie drenante (1.31 cm en este caso) en la ecuación 27.8b, se obtiene un valor de c_v de $26.2 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{seg}$.

Método logarítmico. Como se muestra en la Fig. 27.4b, se trazan tangentes a las dos partes rectas de la curva observada. La intersección de estas tangentes define el punto de d_{100} . El origen corregido d_s se localiza llevando por encima de un punto en las proximidades de 0.1 minutos una distancia igual a la distancia vertical entre este punto y otro correspondiente a un instante cuatro veces mayor. El punto correspondiente al 50% de consolidación está a media altura entre d_s y d_{100} (es este caso para un tiempo de 3.3 segundos). Según la curva teórica resulta $T = 0.197$ para el 50% de consolidación. Mediante la ecuación 27.8b se obtiene un valor de c_v de $22.7 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{seg}$.

Discusión de los resultados: Evidentemente estos métodos de ajuste contienen pasos arbitrarios que compensan las diferencias entre el comportamiento real y el teórico. Generalmente suele ser necesaria una corrección del punto inicial debido a errores del aparato o a la presencia de una pequeña cantidad de aire en la muestra. Se requiere una determinación arbitraria de d_{90} ó d_{100} debido a que la consolidación continúa produciéndose incluso después de

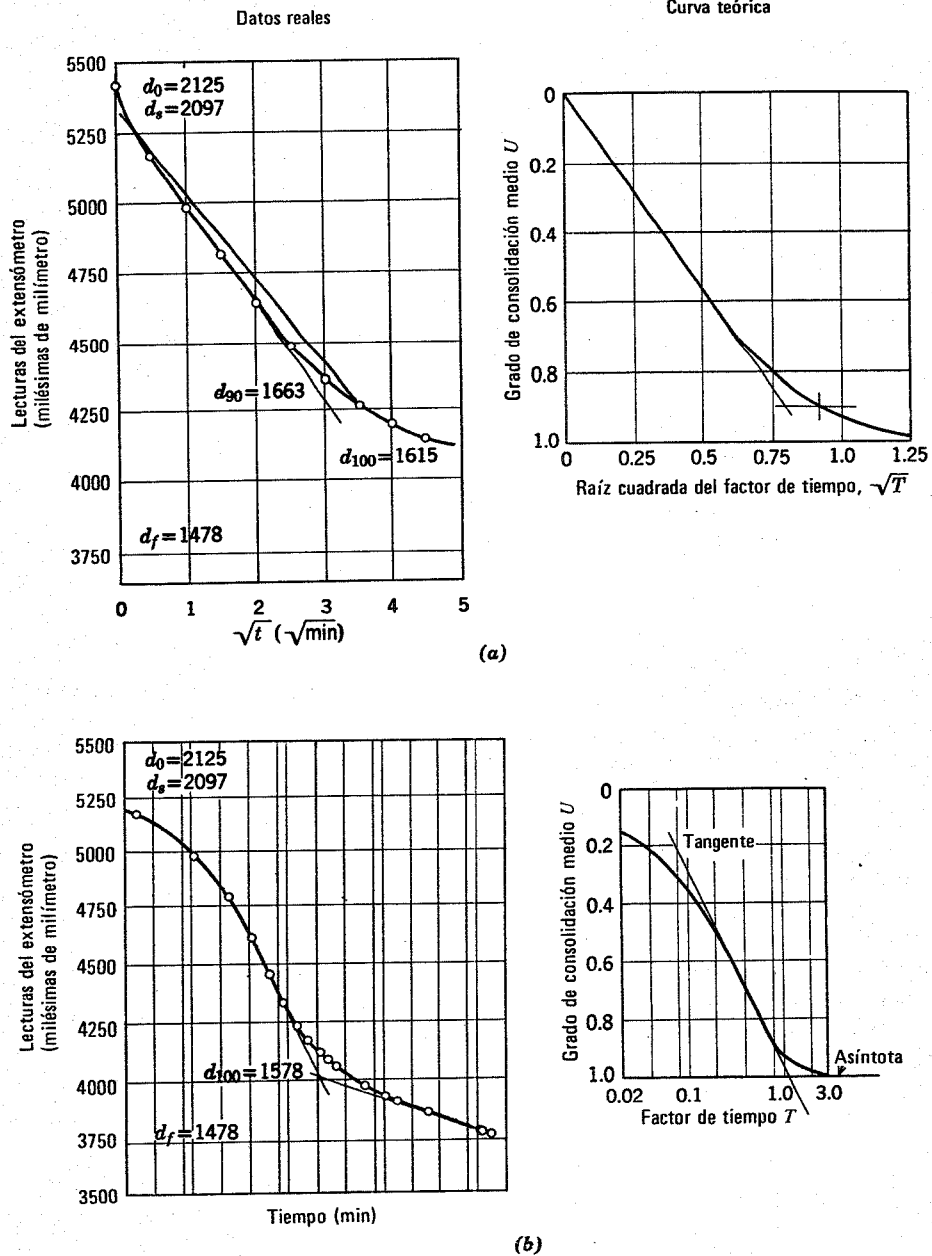


Fig. 27.4. Curvas de consolidación de pruebas de laboratorio. Cálculo de c_v por dos métodos. (a) Método de la raíz cuadrada. (b) Método logarítmico. (Según Taylor, 1948).

la disipación de las sobrepresiones intersticiales. Esta *consolidación secundaria* se debe a que el esqueleto mineral tiene unas propiedades esfuerzo-deformación que dependen del tiempo (capítulo 20); la importancia de la consolidación secundaria se comentará en la sección 27.7. Los citados métodos de ajuste pretenden proporcionar la mejor estimación posible de c_v . No debe sorprender por tanto, que ambos métodos den resultados algo diferentes. El método de la raíz cuadrada suele proporcionar un valor más grande de c_v que el método logarítmico, siendo este último el que se suele preferir.

Además de los problemas implicados en la determinación de c_v para un determinado incremento de carga, c_v varía de un incremento a otro y es diferente en carga y

Tabla 27.1 Valores típicos del coeficiente^a de consolidación c_v

Límite líquido	Límite inferior en la recompresión	Compresión virgen inalterada	Límite superior, remoldeada
30	3.5×10^{-2}	5×10^{-3}	1.2×10^{-3}
60	3.5×10^{-3}	1×10^{-3}	3×10^{-4}
100	4×10^{-4}	2×10^{-4}	1×10^{-4}

FUENTE: U.S. Navy, 1962

^a c_v en cm^2/seg .

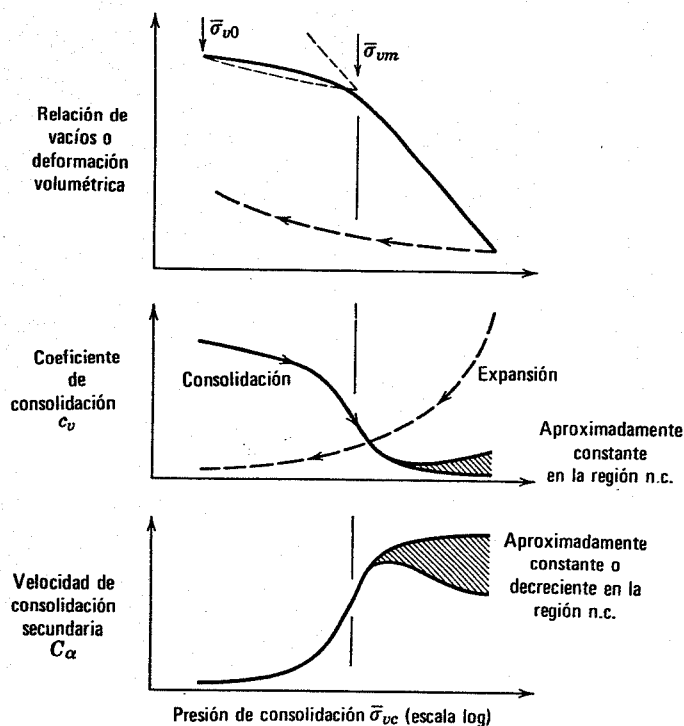


Fig. 27.5. Variación típica del coeficiente de consolidación y de la velocidad de consolidación secundaria con la presión de consolidación.

descarga. La Fig. 27.5 muestra resultados típicos. Además c_v suele variar considerablemente entre muestras de un mismo suelo.

Por todo ello es bastante difícil seleccionar un valor de c_v para emplearlo en un problema particular y, por tanto, es difícil predecir exactamente la velocidad de asentamiento o hinchamiento. Frecuentemente la velocidad de asen-

tamiento o de hinchamiento de una estructura observada en la práctica es de 2 a 4 veces más rápida que la velocidad prevista partiendo del valor c_v medido en muestras inalteradas (ver por ejemplo Bromwell y Lambe, 1968). Estas diferencias se deben, en parte, a las dificultades en la medida de c_v y, en parte, a los inconvenientes de la teoría lineal de la consolidación, así como a los efectos bi y tridimensionales comentados en la sección 27.6. La estimación de la velocidad de consolidación sirve únicamente para conocer previamente a la construcción el tiempo aproximado necesario para que se produzca la consolidación. Si la velocidad real de consolidación es crítica para el proyecto, como en ciertos problemas de estabilidad en los que las sobrepresiones intersticiales deben conocerse con exactitud, es más conveniente medir las presiones intersticiales en el terreno al avanzar la construcción.

La Tabla 27.1 da valores típicos de c_v para diversos suelos. Según la forma de la ecuación 27.3, c_v debería aumentar con la permeabilidad y disminuir con la compresibilidad. La permeabilidad es, con mucho, el parámetro más importante.

27.4 OTRAS SOLUCIONES UNIDIMENSIONALES

En esta sección se dan soluciones a diversos problemas usuales en los que varían una o más de las condiciones establecidas al comienzo de la sección 27.2.

Sobrepresión inicial triangular

Este caso se presenta cuando las condiciones de contorno varían únicamente en uno de los límites del estrato. La Fig. 26.4 representa este caso. El nivel piezométrico en la arena situada por encima de la arcilla se hace descender por bombeo, mientras que permanece inalterado el nivel

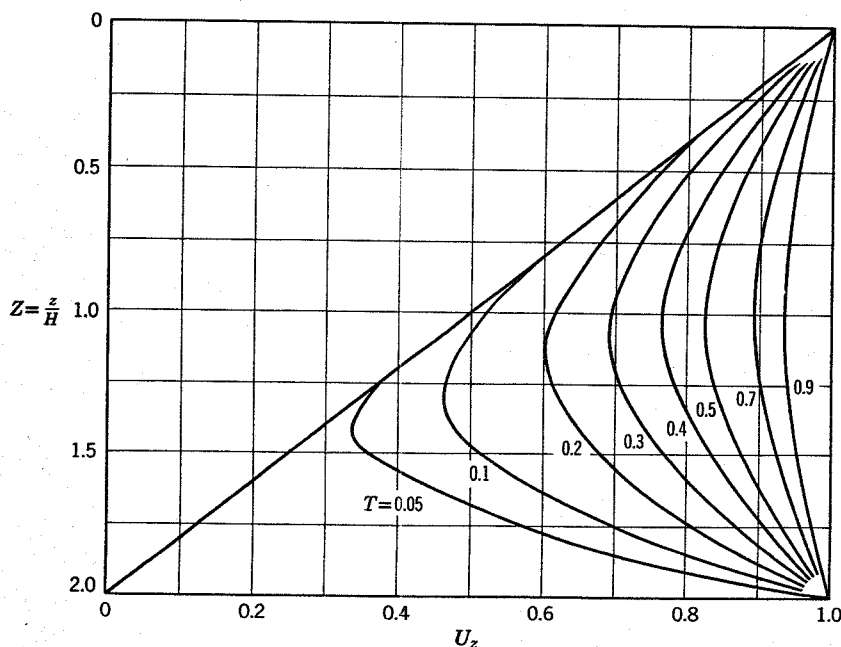


Fig. 27.6. Relación $U_z - Z$ para una distribución triangular de la sobrepresión intersticial inicial.

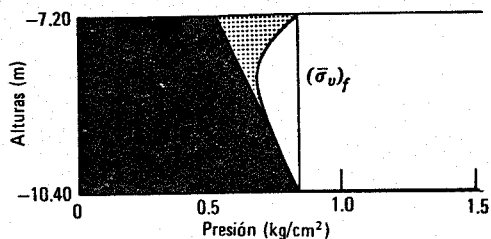


Fig. E27.4-1

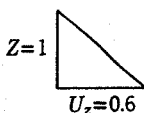


Fig. E27.4-2.

piezométrico con la grava que está en comunicación con una cierta fuente de agua distante. Esta variación crea un gradiente a través de la arcilla y la eventual condición de equilibrio dará lugar a un flujo ascensional. Sin embargo, antes de que se vuelva a establecer el equilibrio deben disiparse las presiones intersticiales representadas por el área triangular de la Fig. 26.4. Este proceso de consolidación supone un aumento de esfuerzos efectivos y el asentamiento del estrato de arcilla.

La Fig. 27.6 da el grado o porcentaje de consolidación U_z en función de una profundidad adimensional y del tiempo. En contraste con la Fig. 27.2 las curvas ya no son simétricas respecto al plano medio. La consolidación comienza en el contorno en el que ha variado el nivel piezométrico ya que los gradientes son inicialmente muy grandes en esta zona. Paulatinamente se establece el gradiente final de equilibrio en todo el estrato.

La relación entre el tiempo y el porcentaje de consolidación *medio* U resulta ser exactamente la misma que en el caso de una sobrepresión inicial uniforme. Así pues, la Fig. 27.3 es aplicable para *cualquier* distribución lineal inicial de sobrepresiones intersticiales, siempre que exista un doble drenaje. Al utilizar las Figs. 27.3 y 27.6 para el caso de la Fig. 26.4, H es la mitad del espesor total del estrato. A primera vista esto es sorprendente ya que parecería existir drenaje simple, pero la solución matemática demuestra que el sistema actúa como si existiera doble drenaje. El ejemplo 27.4 presenta la solución a un problema de este tipo.

El abatimiento del nivel freático durante la construcción puede producir asentamientos perjudiciales en estructuras adyacentes pero, si se controla adecuadamente, este proceso puede utilizarse para preconsolidar la arcilla antes de la construcción de un edificio. Otro caso habitual que da lugar a asentamientos perjudiciales es el bombeo de agua de un acuífero situado por debajo de una arcilla compresible. Este bombeo da lugar a un descenso del nivel piezométrico en la superficie inferior de la arcilla y produce una consolidación gradual en la parte inferior de la misma. Este tipo de bombeo ha sido la causa del gran hundimiento de la ciudad de México (Fig. 1.3) y de otros lugares.

Los esfuerzos y las presiones intersticiales al cabo de cuatro meses se indican en la Fig. E27.4-1. La pendiente de la tangente es aproximadamente la misma que en la Fig. E27.4-2. Por tanto,

$$i = \frac{1}{1} (0.6) \frac{2.95}{2.10} = 0.84$$

$$v = 0.018 (0.84) = 0,014 \text{ m/año hacia arriba}$$

El asentamiento final se calculó en el ejemplo 25.8, resultando de 0.15 m. Con $T = 0.276 t$ (ejemplo 27.2) puede trazarse la curva tiempo-asentamiento. Al cabo de 1 año el asentamiento es de

$$\rho = \frac{0.15}{0.64} (0,38) = 0.09 \text{ m}$$

► Ejemplo 27.4

Datos: El perfil del terreno de la Fig. E27.1-1 con un abatimiento del nivel freático de 3 m, como se indica en el ejemplo 25.8.

Problema: Obtener los mismos resultados de los ejemplos 27.1 y 27.2.

Solución:

$$H = 2.10 \text{ m}, \quad Z = 1.5, \quad T = 0.095$$

Interpolando en la Fig. 27.6, $U_z = 0.5$

$$u_e = 2.95 (1-0.5) = 1.47 \text{ ton/m}^2$$

$$u = 5.50 - 1.47 = 4.03 \text{ ton/m}^2$$

$$\Delta \bar{\sigma}_v = 6.34 + (0.75 - 0.50) 2.95 = 7.08 \text{ ton/m}^2 \blacktriangleleft$$

Carga variable con el tiempo

En muchos problemas, el tiempo necesario para que la carga alcance su valor final constituye una parte impor-

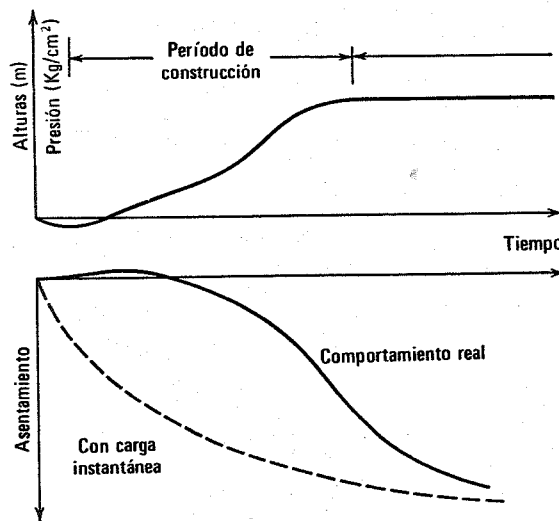


Fig. 27.7. Asentamiento por efecto de una carga variable a lo largo del tiempo.

► Ejemplo 27.5

Datos: El perfil del terreno y el sistema de carga de la Fig. E27.1-1, con un aumento lineal de la carga a lo largo de un año.

Problema: Determinar la relación tiempo-asentamiento.

Solución: Ver la Fig. E27.5

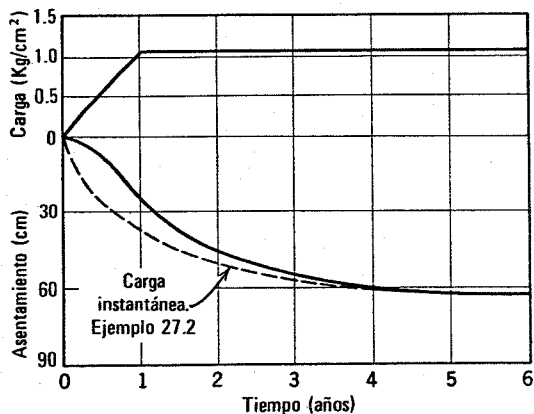


Fig. E27.5

Ejemplos de cálculo:

$t = 3$ meses. Partiendo de la curva de carga instantánea, el asentamiento para 0.15 meses vale 12 cm. Está colocada la cuarta parte de la carga.

$$\text{asentamiento} = 12 \times 0.25 = \text{cm.}$$

$t = 2$ años. Con la curva de carga instantánea, el asentamiento para $t = (2-0.5) = 1.5$ años es:

$$\text{asentamiento} = 45 \text{ cm.}$$

tante del tiempo necesario para la consolidación. De aquí que exista inicialmente un intervalo en el que la consolidación se produce simultáneamente con el tiempo de carga (Fig. 27.7). En este intervalo es aplicable la ecuación

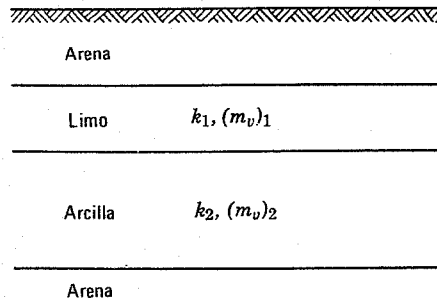


Fig. 27.8. Problema de consolidación con dos estratos comprensibles.

ción 27.4 con $\partial\sigma_v/\partial t \neq 0$. Este intervalo inicial es seguido por un proceso de consolidación ordinario.

La consolidación debida a cada incremento de carga se produce independientemente de la consolidación debida a los incrementos de carga anteriores y posteriores. Por tanto, la velocidad de consolidación durante el período de transición puede calcularse por el método de superposición. Existen programas de computadora que permiten calcular U en función del tiempo para cualquier proceso de carga (Jordan y Schiffman 1967).

Puede utilizarse un método aproximado pero muy satisfactorio para el caso particular de un aumento lineal de la carga, que alcanza posteriormente un valor constante (Taylor, 1948). El asentamiento en un instante t durante el período de construcción se deduce por la siguiente regla:

$$\begin{aligned} \text{asentamiento} = & \left(\text{asentamiento para carga instantánea, calculada para } 0.5 t \right) \\ & \times \left(\text{fracción de la carga final colocada} \right) \end{aligned}$$

A partir del período de construcción, de duración t_1 , el asentamiento se calcula por

$$\left(\text{asentamiento para carga instantánea, calculada para } t - 0.5 t_1 \right)$$

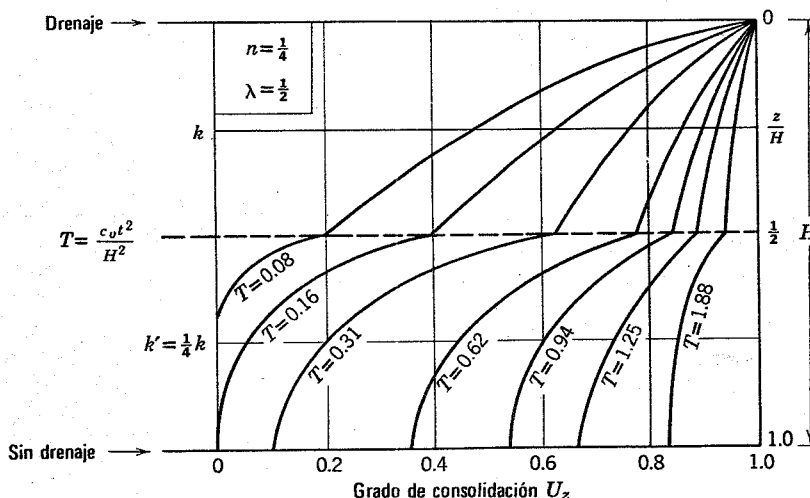


Fig. 27.9. Consolidación de un sistema de dos capas. Los valores c_v y k del estrato inferior son $1/4$ de los del estrato superior. Los T se han calculado con el c_v del estrato superior. (según Luscher, 1965).

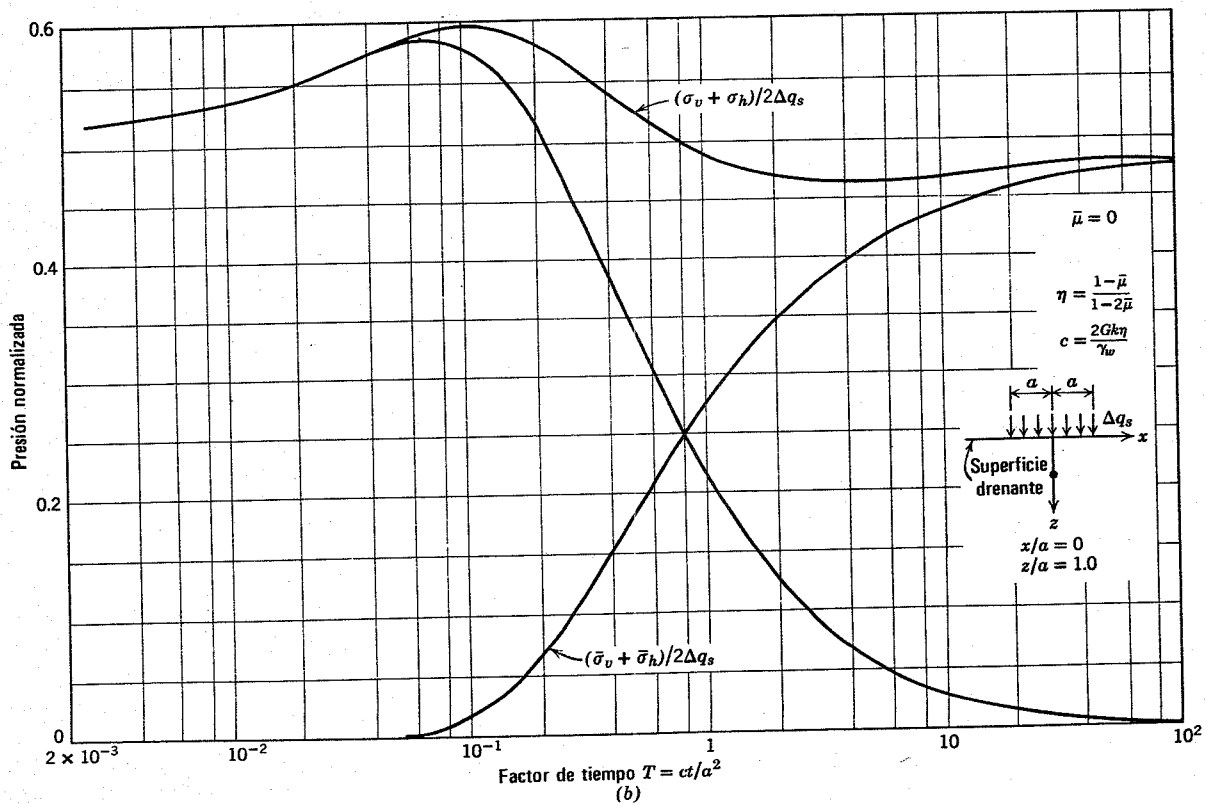
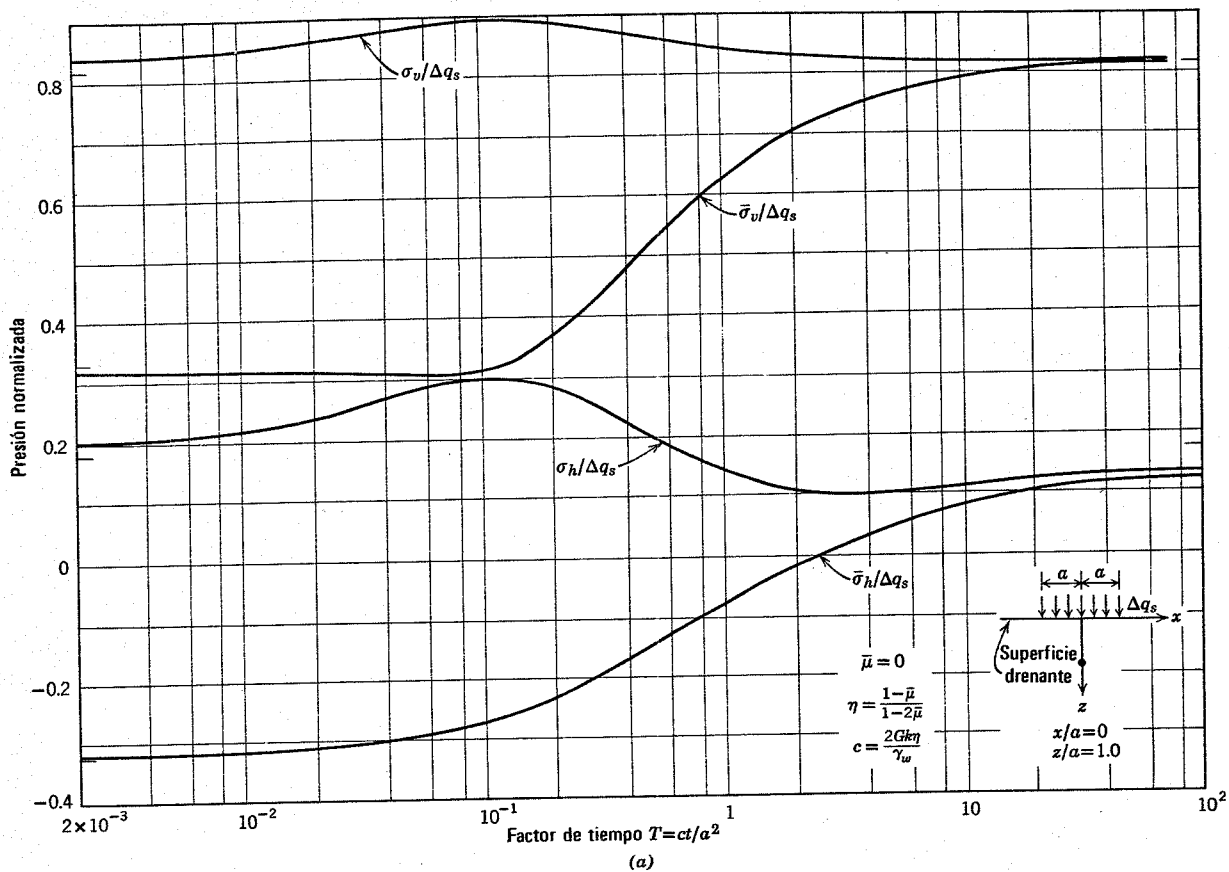


Fig. 27.10. Consolidación bidimensional bajo una carga en faja. (Según Schiffman y Col., 1967).

El ejemplo 27.5 muestra el empleo de este método. Schiffman (1958) ha preparado ábacos aplicables a este caso particular.

Varias capas compresibles

La Fig. 27.8 presenta un caso frecuente en el que existen dos capas compresibles. El comportamiento de este sistema, relativamente sencillo, resulta ya bastante complicado y depende de los valores relativos de los k y m_v de ambos estratos. La Fig. 27.9 da los valores de U_z en función de Z (referida al espesor total) y T (utilizando el valor c_v de los estratos superiores), para un problema específico con drenaje simple. Incluso aunque los estratos superiores se consoliden mucho más rápidamente que los inferiores, deben existir aún presiones intersticiales en los estratos superiores para dar lugar a un gradiente que produzca el flujo de agua y estas presiones intersticiales se mantendrán mientras existan presiones intersticiales en los estratos inferiores. Debido a la complejidad del problema no existen ábacos aplicables con generalidad. Se han preparado programas de computadora para estudiar cualquier combinación posible de espesores y propiedades de estratos (Jordan y Schiffman 1967). Existen también métodos de cálculo aproximados para dos estratos con drenaje doble (U.S. Navy 1962). Si existe drenaje doble y si un estrato tiene una permeabilidad o un c_v 20 veces mayor que el del segundo estrato, la consolidación puede estimarse razonablemente en dos fases separadas: *a*) en primer lugar, la consolidación del primer estrato permeable con drenaje simple y *b*) a continuación, la consolidación del estrato menos permeable con doble drenaje.

Otras soluciones

Existen en la literatura otras muchas soluciones. Pueden dividirse a *grosso modo* en tres categorías.

1. Soluciones de la ecuación 27.4 para otras condiciones iniciales o de contorno. Varias soluciones útiles han sido expuestas por Terzaghi (1943). De especial importancia son las soluciones aplicables al proceso de formación de sedimentos (Gibson, 1958).
2. Las soluciones que consideran una variación continua de k y m_v con la profundidad, según han hecho Schiffman y Gibson (1964).
3. Las soluciones que tienen en cuenta la variación de k y m_v con el esfuerzo. Existen varias versiones de este problema no lineal. Mikasa (1965) ha estudiado el caso plausible en el que el cociente k/m_v permanece constante pero ambos parámetros varían. En este caso la variación de la deformación (y por tanto del asentamiento) con la profundidad y el tiempo es la misma que da la teoría general de la consolidación, pero las sobrepresiones intersticiales siguen una ley diferente.

27.5 CONSOLIDACION BI Y TRIDIMENSIONAL

Una teoría de la consolidación realmente tridimensional debe tener en cuenta el equilibrio de esfuerzos totales

y la continuidad de la masa de suelo. Una teoría pseudotridimensional considera ambos fenómenos en la hipótesis de que los esfuerzos totales son constantes, de forma que la gama de variación de las sobrepresiones intersticiales es igual a la gama de variación del volumen en todos los puntos del suelo (Schiffman, Chen, Jordan, 1967). Esta condición sólo es estrictamente cierta en casos especiales. La consolidación unidimensional es uno de ellos. En este caso el hecho de la consolidación unidimensional da lugar a una situación en el que el incremento de esfuerzos totales es uniforme e igual a la carga aplicada. Así pues, utilizando la ecuación de esfuerzos efectivos y la relación esfuerzo-deformación apropiada, existe una relación directa entre la sobrepresión intersticial y la variación de volumen.

La diferencia entre la consolidación tridimensional y la pseudotridimensional se manifiesta claramente en la variación de los esfuerzos totales con el tiempo. La variación de los esfuerzos totales se puede apreciar en los resultados que aparecen en la Fig. 27.10 referentes a la consolidación de un semiespacio bajo una carga en faja. Este es un problema de deformación plana. Se aplica la ecuación 27.7 junto con las dos ecuaciones de equilibrio que proporcionan la distribución de σ_h y σ_v . La parte *a* muestra la variación de los esfuerzos totales y efectivos verticales y horizontales en un punto determinado durante el proceso de consolidación, según estos cálculos. En problemas de deformación plana con condiciones de contorno referentes a esfuerzos, los esfuerzos calculados por la teoría elástica son independientes de las constantes elásticas. Los esfuerzos totales son, por tanto, los mismos al comienzo y al final de la consolidación. Sin embargo varían con el tiempo. Tanto σ_v y σ_h como su suma (ver el último término de la ecuación 27.7), dan lugar a valores mayores durante la consolidación que los iniciales y finales. Como resultado (ver la Fig. 27.10*b*) la sobrepresión intersticial en el punto considerado *aumenta* primeramente empezando después a disiparse.

Este incremento de presión intersticial durante las primeras fases de la consolidación (denominado efecto Mandel-Cryer) se ha advertido en experimentos y en soluciones teóricas de diversos problemas diferentes multidimensionales. El estudio de los resultados de la Fig. 27.10 muestra además que el máximo esfuerzo tangencial en el punto considerado se alcanza en una fase intermedia del proceso de consolidación. Este aumento de presión intersticial y de esfuerzo tangencial no puede obtenerse con una solución que no tenga en cuenta la posible variación de esfuerzo total. Estos efectos especiales son máximos cuando el valor de $\bar{\mu}$ del esqueleto mineral es cero y tienen menos importancia para valores más reales de $\bar{\mu}$.

Carga circular sobre un estrato compresible

La Fig. 27.11 muestra el efecto del cociente entre el radio de la superficie cargada y el espesor del estrato en el que se produce la consolidación, aplicando una teoría que tiene en cuenta completamente la variación de esfuerzos totales. La curva correspondiente a $a/H = \infty$ se ha deducido de la teoría unidimensional para la consolidación ver-

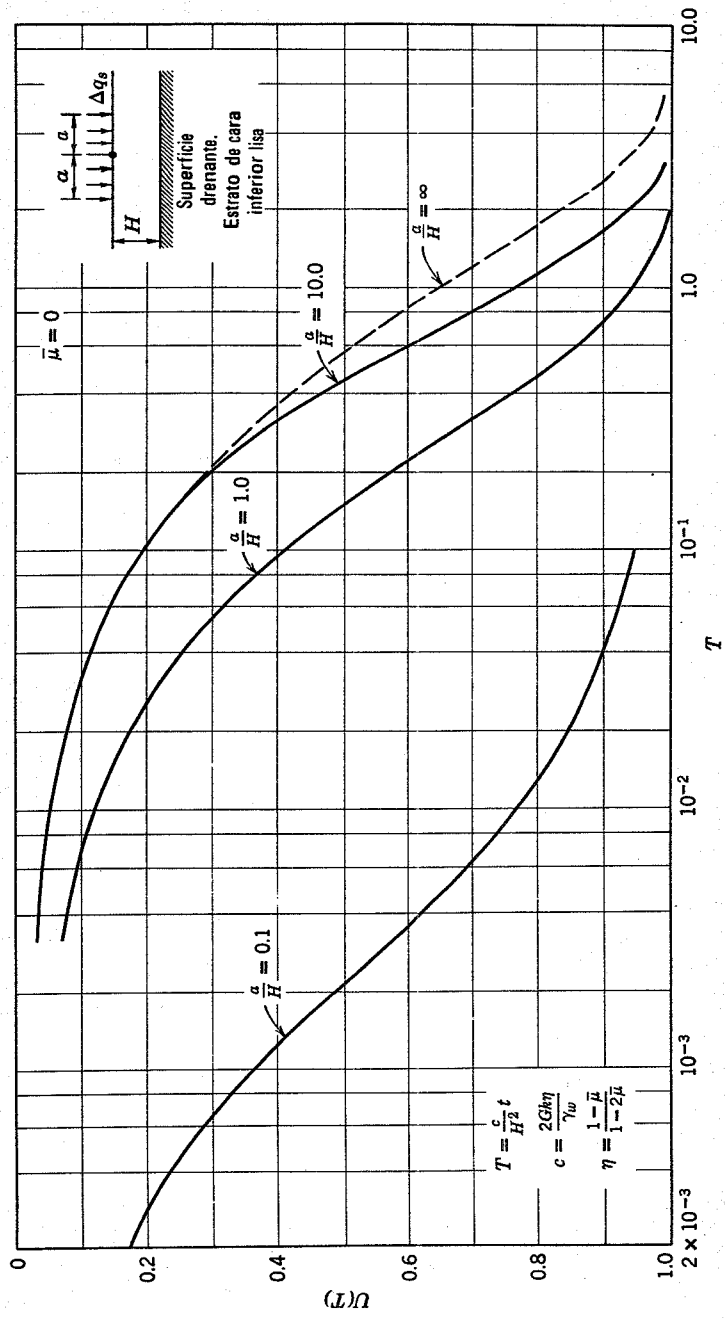


Fig. 27.11. Consolidación de un estrato bajo una carga circular. (Según Gibson, Schiffman & Pu, 1967).

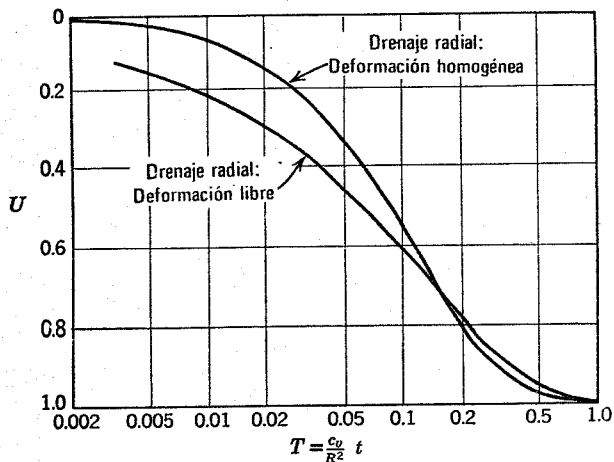


Fig. 27.12. Grado de consolidación medio, con drenaje radial, en la prueba triaxial (Según Scott, 1963).

tical de una placa circular.² Incluso para $a/H = 1$ (diámetro doble del espesor), el drenaje radial acelera notablemente el proceso de consolidación. Estos resultados indican que el empleo de la teoría unidimensional ordinaria puede ser bastante conservador y más resultados de este tipo servirán de base para estimar el efecto real del drenaje radial.

27.6 CONSOLIDACION SEUDOBIDIMENSIONAL Y SEUDOTRIDIMENSIONAL

Las soluciones más usuales de la consolidación bi y tridimensional se basan en la hipótesis de que los esfuerzos totales permanecen constantes. A pesar de sus inconvenientes muchas de estas soluciones resultan útiles en la práctica.

Consolidación radial en la prueba triaxial

La Fig. 27.12 presenta los resultados de la consolidación radial despreciando la influencia de posibles variaciones en el esfuerzo radial total. Son posibles dos condiciones de contorno en deformaciones axiales: a) igual deformación según todos los radios, de forma que la distribución radial de esfuerzos axiales varía al progresar la consolidación, y b) deformación libre permaneciendo el esfuerzo axial igual para todos los radios. Desde el punto de vista práctico existe pequeña diferencia en los resultados.

Si se desprecia igualmente el efecto de la variación de esfuerzos totales, estos resultados de drenaje radial pueden combinarse con los de drenaje axial para obtener el grado de consolidación medio, U_{vh} , para una muestra triaxial con ambos tipos de drenaje (ver Scott, 1963).

$$U_{vh} = 1 - (1 - U_v)(1 - U_h) \quad (27.13)$$

donde U_v se deduce de la Fig. 27.3 y U_h de la Fig. 27.12. Se ha utilizado esta teoría para estudiar el efecto

² Esta curva es aplicable para una carga uniforme sobre un suelo situado sobre una base rígida lisa. No sucede lo mismo que en el caso habitual unidimensional en el que realmente se supone una base rígida rugosa.

del drenaje radial y la influencia de los drenes laterales en la prueba triaxial (Bishop y Henkel, 1962; Bishop y Gibson, 1963).

Pozos drenantes

Se suelen utilizar pozos verticales llenos de arena, u otras formas de drenes verticales, para acelerar la consolidación de un estrato de arcilla (ver las secciones 34.6 y 34.7). Utilizando drenes suficientemente próximos la trayectoria de drenaje se reduce desde todo el espesor del estrato a la mitad de la separación entre drenes. El hecho de que la permeabilidad horizontal del suelo suele ser superior a la permeabilidad vertical hace aún más atractivo este procedimiento.

La consolidación por drenes de arena supone un flujo radial. La teoría se basa en una deformación unidimensional (vertical) junto con un flujo de agua tridimensional. La Fig. 27.13 da el grado de consolidación medio para el caso ideal. En este caso $T_r = c_v t / r_e^2$ donde r_e es la mitad de la separación entre drenes y $r_w = r_e / n$ es el radio del dren. Existen muchos problemas prácticos asociados con el empleo de drenes de arena. Entre ellos están la rotura de los drenes debido a planos de deslizamiento desarrollados en el suelo y a la producción de zonas "remoldeadas" de suelo en la periferia del dren. Se han publicado numerosos casos reales (Moran, Proctor, Mueser, y Rutledge, 1958). Richart (1959) ha hecho una revisión de las teorías de drenes de arena, presentando métodos numéricos de resolución.

27.7 CONSOLIDACION SECUNDARIA

Buisman (1936) y Gray (1936) fueron los primeros en citar diferencias respecto a los resultados previstos por la teoría de la consolidación de Terzaghi.

Una serie típica de resultados de una prueba de consolidación para un incremento de carga con medida de pre-

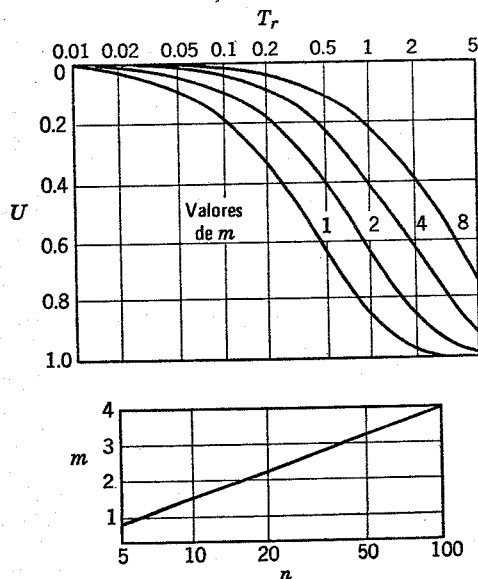


Fig. 27.13. Grado de consolidación medio para el drenaje radial por drenes verticales (Según Scott, 1963).

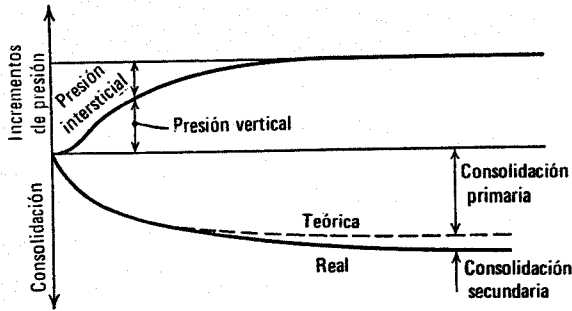


Fig. 27.14. Consolidación primaria y secundaria.

siones intersticiales se ha representado en la Fig. 27.14. Estos resultados se basan en cuidadosas pruebas realizadas primeramente por Taylor (1942) y repetidas posteriormente por numerosos investigadores (ver Crawford, 1965, para un resumen reciente).

La consolidación durante una prueba de este tipo puede dividirse convenientemente en dos fases:

1. La consolidación que se produce durante la disipación de las sobrepresiones intersticiales. Esta consolidación avanza con el tiempo de acuerdo con la teoría de la consolidación ya expuesta en este capítulo y se suele denominar *consolidación primaria*.
2. La consolidación que continúa lentamente después de que se han disipado prácticamente las sobrepresiones intersticiales.

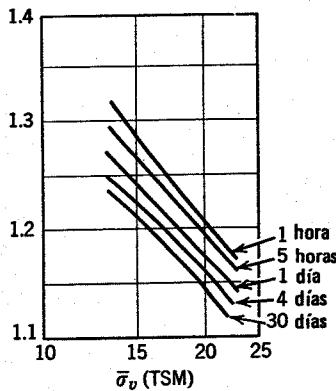


Fig. 27.15. Curvas $e - \log \bar{\sigma}_v$ en función de la duración de la consolidación secundaria. (Según Bjerrum, 1967).

siones intersticiales se denomina *consolidación secundaria*. Realmente han de existir pequeñas sobrepresiones intersticiales durante la consolidación secundaria para que el agua escape del suelo. Sin embargo, la consolidación secundaria se produce muy lentamente y la velocidad del flujo es muy pequeña. De aquí que las sobrepresiones con ella asociadas son inapreciables.

La consolidación secundaria se produce debido a que la relación entre la relación de vacíos del suelo y el esfuerzo efectivo suele depender del tiempo: cuanto más tiempo permanece la arcilla bajo un esfuerzo efectivo constante mayor compactidad alcanza. La Fig. 27.15 muestra curvas típicas que expresan el esfuerzo en función de la relación de vacíos para una arcilla normalmente consolidada, obtenidas con diferentes duraciones de la carga aplicada después de terminarse la consolidación.

La Fig. 27.16 ilustra el efecto del espesor de la muestra sobre la importancia relativa de las consolidaciones primaria y secundaria para un suelo dado. Cuanto más delgada es la muestra, más corto es el tiempo necesario para la disipación de las sobrepresiones intersticiales. Si fuera posible ensayar una muestra muy delgada la consolidación podría producirse en dos fases diferenciadas: una *consolidación instantánea* y una *diferida*. Para muestras de espesor finito los efectos instantáneo y diferido están presentes durante la denominada consolidación primaria. Para estratos muy gruesos de arcilla gran parte de la consolidación que se produce al disiparse las sobrepresiones intersticiales puede ser realmente una consolidación diferida. La consolidación instantánea y la velocidad de consolidación diferida son propiedades del esqueleto mineral del suelo. La importancia relativa de la consolidación primaria o secundaria depende del tiempo necesario para la disipación de las presiones intersticiales y, por tanto, del espesor del suelo.

La importancia relativa de las consolidaciones secundaria y primaria varía con el tipo de suelo y con la relación entre el incremento de esfuerzos y los esfuerzos iniciales. La magnitud de la consolidación secundaria se suele expresar por la pendiente C_α de la parte final de la curva de consolidación a escala semilogarítmica (Fig. 27.17). La Tabla 27.12 da valores típicos de esta pendiente.

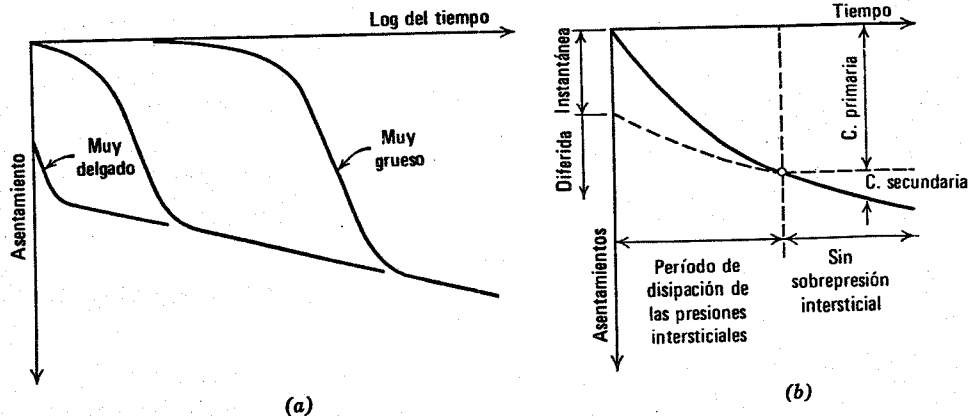


Fig. 27.16. Relación entre la consolidación instantánea y diferida y las consolidaciones primaria y secundaria. a) Para diferentes espesores. b) Para un espesor determinado de estrato.

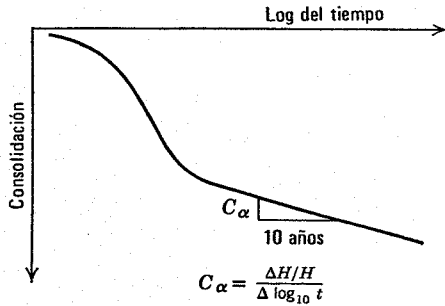


Fig. 27.17. Definición de la velocidad de consolidación secundaria.

te C_α . La duración de la consolidación secundaria es máxima para suelos muy plásticos y especialmente para suelos orgánicos.

La relación entre la consolidación secundaria y la primaria es máxima cuando el cociente entre el incremento de esfuerzo y los esfuerzos iniciales es pequeño. Esto se puede apreciar en la Fig. 27.18 que muestra que la forma usual de la curva de consolidación sólo se presenta cuando el incremento de esfuerzos es grande. Afortunadamente la mayoría de los problemas en los que hay que contar con asentamientos importantes suponen incrementos de esfuerzos relativamente grandes.

Taylor (1942) fue el primero en proponer una teoría racional para la consolidación secundaria. Esta teoría consideraba el esqueleto mineral como un material viscoelástico. Los recientes trabajos en este campo están dirigidos hacia el desarrollo de modelos analógicos y métodos numéricos para resolver los problemas de consolidación secundaria con complicados modelos reológicos.

El fenómeno de consolidación secundaria complica grandemente el cálculo del desarrollo con el tiempo y la magnitud final del asentamiento. Bjerrum (1967) ha discutido este tema. La consolidación secundaria también hace difícil la determinación de c_v a partir de pruebas de laboratorio.

27.8 RESUMEN DE PUNTOS PRINCIPALES

1. La ecuación diferencial de continuidad que sirve de base para el estudio de la consolidación, iguala

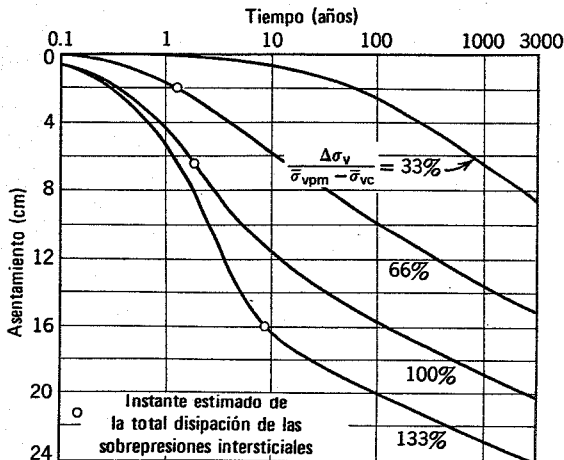


Fig. 27.18. Curvas de consolidación para diferentes incrementos de presiones $\bar{\sigma}_{vpm}$ es una presión de preconsolidación virtual.

el flujo neto de agua con la variación de volumen del suelo.

Tabla 27.2 Valores típicos de la velocidad de consolidación secundaria C_α

	C_α
Arcillas normalmente consolidadas	0.005 a 0.02
Suelos muy plásticos; suelos orgánicos	0.03 o mayor
Arcillas sobreconsolidadas con RSC > 2	menor de 0.001.

Según Ladd, 1967.

2. El tiempo necesario para la consolidación completa es proporcional a

$$\frac{H^2 m_v}{k}$$

donde

- H = longitud de la trayectoria de drenaje
- m_v = compresibilidad del suelo
- k = permeabilidad del suelo

La gran diferencia en los tiempos necesarios para la consolidación de distintos suelos se debe principalmente a diferencias en k y H .

3. Existen soluciones gráficas para muchos problemas diferentes de consolidación unidimensional.
4. Los problemas multidimensionales se complican por el hecho de que los esfuerzos totales en un punto suelen variar al deformarse la masa de suelo durante la consolidación. Se están estudiando soluciones útiles para problemas multidimensionales.
5. El mayor problema con el que se enfrenta el ingeniero que desea aplicar la teoría de la consolidación es la elección de un valor adecuado de c_v . Debido a la inseguridad en el cálculo de c_v , la teoría solamente suele dar un orden de magnitud de la duración de la consolidación.
6. En muchos problemas la consolidación secundaria puede tener mayor importancia que la primaria.

PROBLEMAS

27.1 La capa de arcilla que aparece en la Fig. P27.1 puede drenar por sus caras superior e inferior. El coeficiente de consolidación c_v vale $4\,500\text{ cm}^2/\text{año}$. Se aplica una carga superficial de 5 ton/m^2 por medio de un relleno

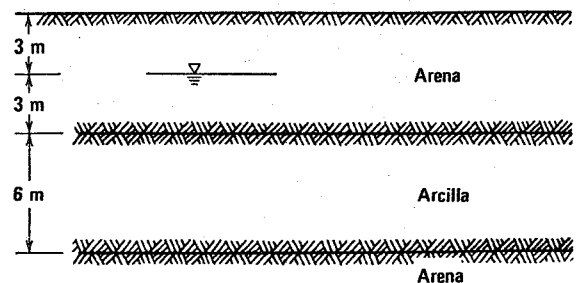


Fig. P27.1

a. Representar en un diagrama:

1) La distribución de presiones intersticiales antes de colocar el relleno.

2) La distribución de presiones intersticiales *inmediatamente después* de colocar el relleno.

3) La distribución de presiones intersticiales al cabo de 6 años de la colocación del relleno.

b. ¿Qué tiempo ha de transcurrir para que el grado de consolidación medio del estrato sea superior al 90%.

27.2. Después de la consolidación producida bajo la carga en el problema 27.1, se hace descender 4 m el nivel piezométrico en el estrato de arena inferior por bombeo, mientras que el nivel piezométrico en los estratos arenosos superiores permanece invariable. Respóndase a las mismas preguntas del problema 27.1. ¿El estrato de arcilla se comprimirá o se expandirá como resultado de este cambio?

27.3 El suelo de la Fig. P27.1 se somete instantáneamente a una carga de 5 ton/m^2 . 6 años más tarde esta carga se elimina instantáneamente. Suponiendo que el c_v , es el mismo para carga y descarga, trácese diagramas que relacionen las siguientes magnitudes con el tiempo:

a. El esfuerzo total vertical a media altura del estrato de arcilla.

b. La presión intersticial a media altura de la arcilla.

c. El esfuerzo vertical efectivo a media altura de la arcilla.

d. La sobrepresión intersticial media en la arcilla.

27.4 Considerando la diferencia en el comportamiento del suelo en carga y descarga, respóndase a las siguientes cuestiones relativas al problema 27.3.

a. Las sobrepresiones intersticiales al descargar ¿se disiparán más o menos rápidamente que al cargar inicialmente?

b. El espesor final de la arcilla ¿será igual, mayor o menor que el espesor inicial?

27.5 El suelo de la Fig. P27.1 se somete a una carga que aumenta linealmente con el tiempo durante un año hasta que alcanza el valor de 5 ton/m^2 , permaneciendo desde entonces constante. Trazar la curva del grado de consolidación medio en función del tiempo.

27.6 Suponiendo que la arcilla utilizada para la prueba cuyos resultados aparecen en la Fig. 27.4 proceden de un estrato de 20 m de espesor con doble drenaje ¿qué tiempo será necesario para la consolidación total del estrato ($T = 1$)?

27.7 Una arcilla con $c_v = 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{seg}$ se talla en forma de muestra triaxial de 5 cm de diámetro por 15 cm de longitud. La muestra puede drenar libremente por ambos extremos y por la superficie lateral cilíndrica. Despreciando la importancia de los esfuerzos totales durante la consolidación ¿qué tiempo será necesario para alcanzar el 95% de la consolidación después de incrementar la presión en la cámara?

CAPITULO 28

Comportamiento esfuerzo-deformación con o sin drenaje

En el capítulo 26 se supuso que las relaciones esfuerzo-deformación obtenidas en pruebas con drenaje podían servir para calcular las sobrepresiones intersticiales producidas en un proceso de carga sin drenaje. Esta hipótesis implica que existe una relación íntima entre los comportamientos esfuerzo-deformación para ambos tipos de carga. Esta relación se estudia en el presente capítulo. La clave para el entendimiento de dicha relación es el principio de esfuerzos efectivos, el cual nos indica que la resistencia está relacionada con el esfuerzo *efectivo* y que la variación de volumen depende de la variación de esfuerzo *efectivo*.

Como se comentó en el capítulo 27 el caso de carga sin drenaje es de gran importancia práctica en arcillas y limos, pero su importancia es mucho más reducida en el caso de las arenas. De aquí que este capítulo se concrete al comportamiento, con o sin drenaje, de las arcillas, aunque el comportamiento de las arenas y arcillas (y por tanto de todos los suelos) es básicamente el mismo. Un tratamiento más completo de los importantes conceptos desarrollados en este capítulo es el dado por Ladd (1967).

28.1 COMPRESION CONFINADA E ISOTROPA

La Fig. 28.1a muestra las trayectorias de esfuerzos totales y efectivos durante y después de un incremento de carga sin drenaje en una prueba edométrica. Al comienzo de este incremento, el esfuerzo vertical total es de 6 kg/cm^2 y existe una presión intersticial estática de 2 kg/cm^2 . Así pues, el esfuerzo vertical efectivo es de 4 kg/cm^2 . El esfuerzo horizontal efectivo es de 2 kg/cm^2 correspondiente a $k_o = 0.5$.

A continuación se incrementa rápidamente el esfuerzo vertical en 4 kg/cm^2 . Suponiendo que el tiempo para la aplicación de este incremento es muy pequeño comparado con el tiempo necesario para la consolidación, no habrá variación de volumen en el suelo al aplicar tal incremento. Como la deformación lateral del suelo está impedida, una variación de volumen nula significa una deformación tangencial nula. Como no existe deformación volumétrica ni tangencial puede esperarse que tampoco exista variación en los esfuerzos efectivos ni en los esfuerzos tangenciales. Esto es exactamente lo que sucede. La variación de presión intersticial es igual a la variación del esfuerzo total vertical (ver la sección 26.2) de forma que el esfuerzo ver-

tical efectivo permanece invariable. El esfuerzo efectivo horizontal tampoco varía, pero el esfuerzo total horizontal aumenta en la magnitud del incremento de la presión intersticial. La diferencia entre los esfuerzos totales horizontal y vertical no varía. Por tanto, el esfuerzo efectivo se mantiene en el punto *A* durante esta carga sin drenaje, mientras que la trayectoria de esfuerzos totales es *DE*.

El paso final consiste en permitir el drenaje, manteniendo el esfuerzo total vertical constante. Al producirse el drenaje disminuye la presión intersticial. El resultado es un aumento del esfuerzo vertical efectivo, debiendo también aumentar el esfuerzo efectivo horizontal, para mantener el estado k_o . Así pues, la trayectoria de esfuerzos efectivos durante el drenaje es *AB*. Como el esfuerzo tangencial aumenta, el esfuerzo total horizontal debe disminuir, por lo cual la trayectoria de esfuerzos totales asciende hacia la izquierda, según *EF*.

La Fig. 28.2 de la relación entre el esfuerzo vertical y la deformación vertical, tanto expresada en esfuerzos totales como efectivos. Adviértase nuevamente que la deformación sólo se produce cuando varía el esfuerzo efectivo. Durante el drenaje existe variación de volumen y deformación tangencial, de acuerdo con el aumento en el esfuerzo efectivo medio y en el esfuerzo tangencial.

Prácticamente todas las pruebas edométricas se realizan de esta forma. Como en ellas no se suelen medir las presiones intersticiales, la relación entre los esfuerzos efectivos y el volumen se suele determinar, únicamente partiendo de valores discretos de los esfuerzos efectivos: el final de cada incremento, cuando las sobrepresiones intersticiales se han disipado y por tanto se conoce el esfuerzo efectivo.

Es posible realizar una prueba edométrica de forma que no se desarrollen sobrepresiones intersticiales. Únicamente es necesario aplicar los esfuerzos tan lentamente que la disipación se produzca simultáneamente con la carga; es decir, realizar una prueba con drenaje real. Se han hecho varias de estas pruebas (ver por ejemplo Crawford, 1964) y así ha sido posible comparar las curvas de variación de volumen en función del esfuerzo efectivo para pruebas con drenaje y pruebas con incrementos de carga sin drenaje permitiendo a continuación el drenaje. Las curvas de ambos tipos de pruebas son bastante semejantes y en muchos casos casi idénticas. Existen diferencias, y de

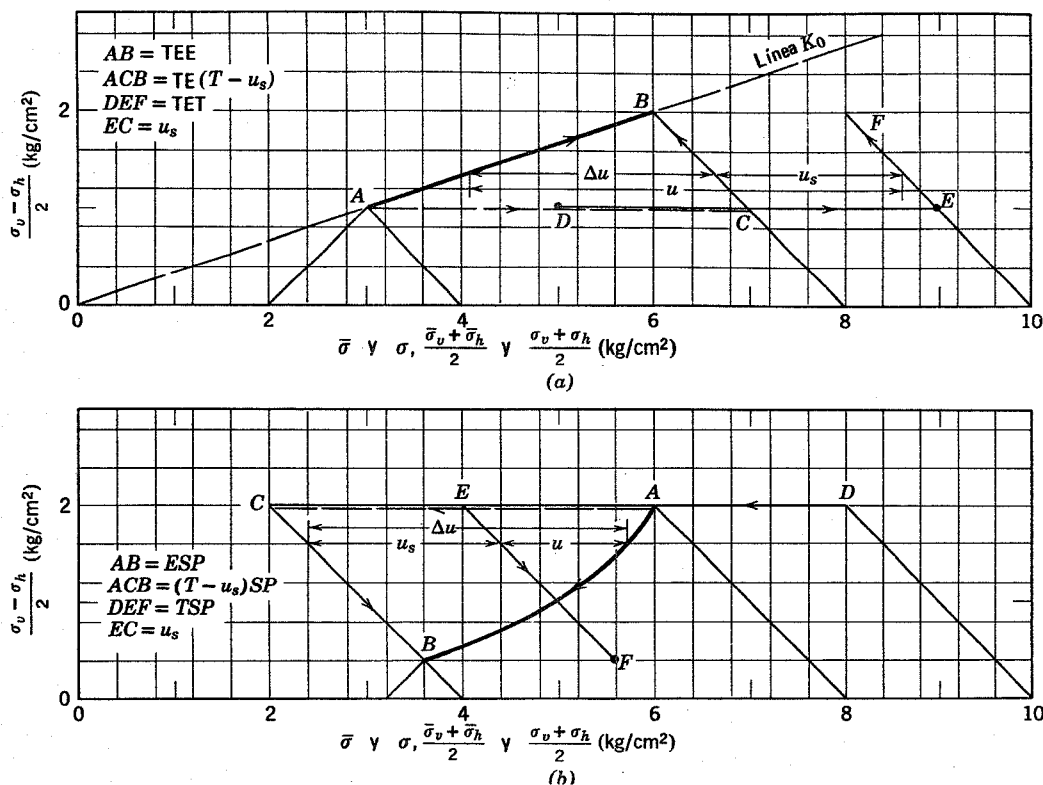
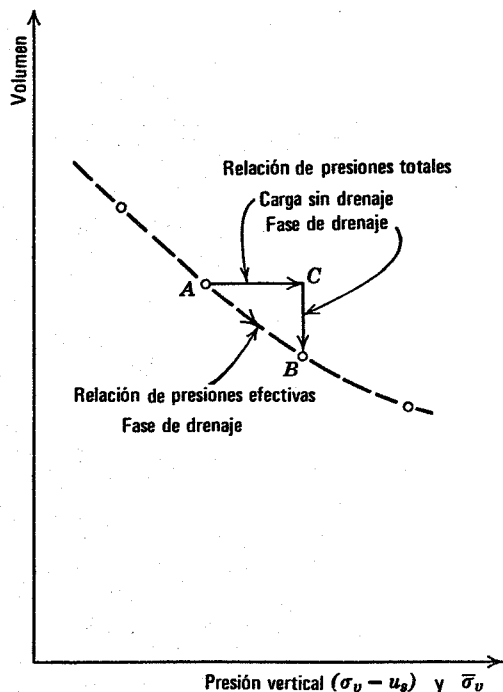


Fig. 28.1. Trayectorias de esfuerzos en la prueba edométrica (a) Carga. (b) Descarga.

hecho deben esperarse debido a que, como vimos en el capítulo 22, la relación volumétrica esfuerzo-deformación no es única, sino que viene influenciada por diversos factores como la magnitud del incremento de carga.

La Fig. 28.1b muestra las trayectorias de esfuerzos totales y efectivos para una descarga progresiva sin drenaje, seguido de la disipación de las sobrepresiones intersticiales. La trayectoria de esfuerzos totales es *DE*, continuando por *EF*. La trayectoria de esfuerzos totales se mantiene en *A* durante la descarga sin drenaje, continuando después por *AB*. La sobrepresión intersticial es negativa, lo que corresponde a una disminución del esfuerzo total vertical. La sobrepresión intersticial negativa produce la succión de agua por el suelo, por lo cual éste aumenta de volumen en la fase de disipación de presiones.

El comportamiento en compresión isotrópica es bastante semejante al de compresión confinada excepto en que nunca existen esfuerzos tangenciales en el suelo. Podría esperarse, por tanto, que sólo se produjeran variaciones de volumen con el drenaje. Debido a que el suelo raramente es isotrópico puede producirse realmente cierta deformación tangencial en la fase de drenaje.



La relación esfuerzo-deformación del "drenado", se obtiene generalmente de una serie de incrementos *AB*.

Fig. 28.2. Relación presión-deformación en la prueba edométrica.

28.2 DIVERSOS TIPOS DE PRUEBAS SIN DRENAJE

En el capítulo 20, se estudió el comportamiento esfuerzo-deformación con drenaje mediante una prueba triaxial en la que primeramente el suelo se consolidaba bajo un esfuerzo esférico de confinamiento, comprimiéndolo a continuación (y por tanto sometándolo a corte), aumentando el esfuerzo vertical. Es lo que se denomina una prueba *con consolidación y drenaje* (CD). La Fig 28.3 muestra las diversas fases en una serie de pruebas CD con muestras diferentes y utilizando diversas presiones de confinamiento. En esta figura u_r es la presión intersticial residual después de extraer la muestra del terreno. Esta es

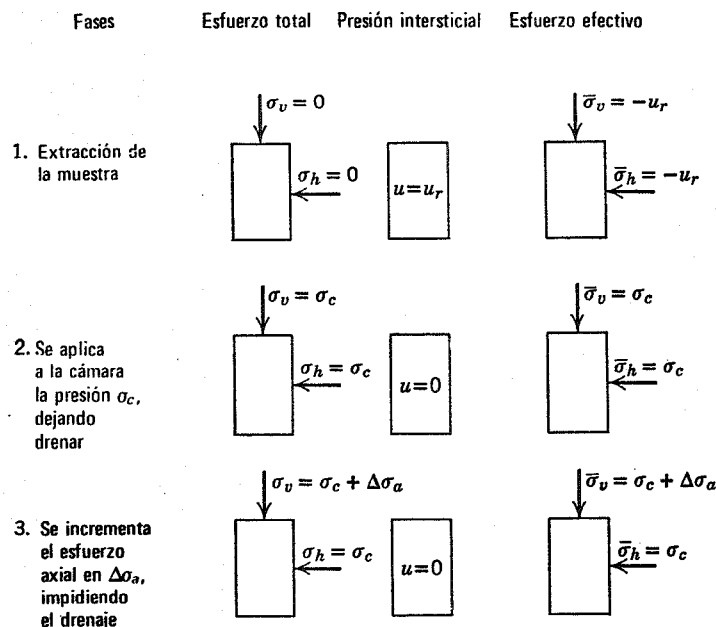


Fig. 28.3. Prueba triaxial con consolidación y drenaje (CD).

una presión intersticial negativa asociada con tensiones capilares. En las fases 2 y 3 se supone que el conducto de drenaje se mantiene con una presión intersticial nula. Si se utiliza otra presión intersticial estática cualquiera, u_s , debe restarse u_s de los esfuerzos efectivos indicados en las fases 2 y 3.

En el laboratorio, el caso sin drenaje se suele estudiar por medio de pruebas triaxiales en las que se impide el drenaje. Existen dos tipos de estas pruebas.

Pruebas sin consolidación ni drenaje

Como se indica por la secuencia de fases de la Fig. 28.4 las pruebas sin consolidación ni drenaje (SCSD) representan el caso opuesto de las pruebas CD. No se permite la consolidación en la fase 2 ni se produce drenaje en la fase 3. Una prueba SCSD puede realizarse utilizando el equipo de prueba triaxial descrito en el capítulo 9. El tubo de drenaje de la muestra debe mantenerse cerrado. Como no tiene importancia el tiempo que emplee el agua para entrar o escapar de la muestra, no existen limitaciones sobre la velocidad a la que se puede aplicar el esfuerzo axial adicional en la fase 3.

Si el suelo estudiado tiene una permeabilidad muy baja es posible *en principio* realizar una prueba SCSD sin cerrar el conducto de drenaje de la muestra. Es decir, si el intervalo de tiempo en las fases 2 y 3 es muy corto y si la presión axial se aplica rápidamente, existirá tiempo suficiente para el escape o entrada de agua a la muestra. Más adelante veremos que este principio constituye la base de una prueba especial SCSD: la *prueba de compresión simple o sin confinamiento*. Sin embargo, en la realidad una prueba SCSD realizada de esta forma raramente proporciona resultados de calidad.

Como los esfuerzos pueden aplicarse muy rápidamente, y esto ha de hacerse en ciertos tipos de pruebas, la prueba SCSD también se denomina *prueba rápida* (Q).

Durante una prueba SCSD el contenido de humedad de la muestra permanece invariable respecto al valor existente al final de la fase 1. Si el suelo está saturado, el volumen también permanece invariable. Generalmente se desarrollan sobrepresiones intersticiales durante las fases 2 y 3. El empleo de la palabra "sin consolidación" para describir estas pruebas es algo erróneo ya que una arcilla real sin consolidar y saturada tendría poca más consistencia que un lodo pastoso. El empleo del término "sin consolidar" con referencia a una prueba SCSD significa que no ha existido *consolidación posterior*, después de la ocasionada por la naturaleza o por el hombre, antes de la fase 1.

Pruebas con consolidación y sin drenaje

Este tipo de pruebas (Fig. 28.5) combina la fase 2 de una prueba CD con la fase 3 de una prueba SCSD. Se permite la consolidación durante la fase 2 pero no durante la fase 3 y de aquí que se haya llegado a la denominación "con consolidación y sin drenaje" (CSD).¹ Los anteriores comentarios referentes a la fase 2 de una prueba CD y a la fase 3 de una prueba SCSD son aplicables aquí.

Medida de la presión intersticial

Si el objetivo de una prueba triaxial únicamente es medir la resistencia al corte sin drenaje, no es necesario medir las presiones intersticiales desarrolladas durante la prueba. Sin embargo, la medida de las presiones intersticiales permite una determinación de los esfuerzos efectivos existentes en el proceso de carga sin drenaje, lo cual facilita el entendimiento de la relación entre las resistencias con o sin drenaje. Los símbolos SCSD y CSD se utilizan para denominar pruebas sin drenaje con medida de presiones intersticiales.

¹ Esta prueba se denomina también "rápida, consolidada" [Qc ó R — simplemente debido a que la R está comprendida entre la Q (quick, rápida) y la S (slow, lenta) en el alfabeto.]

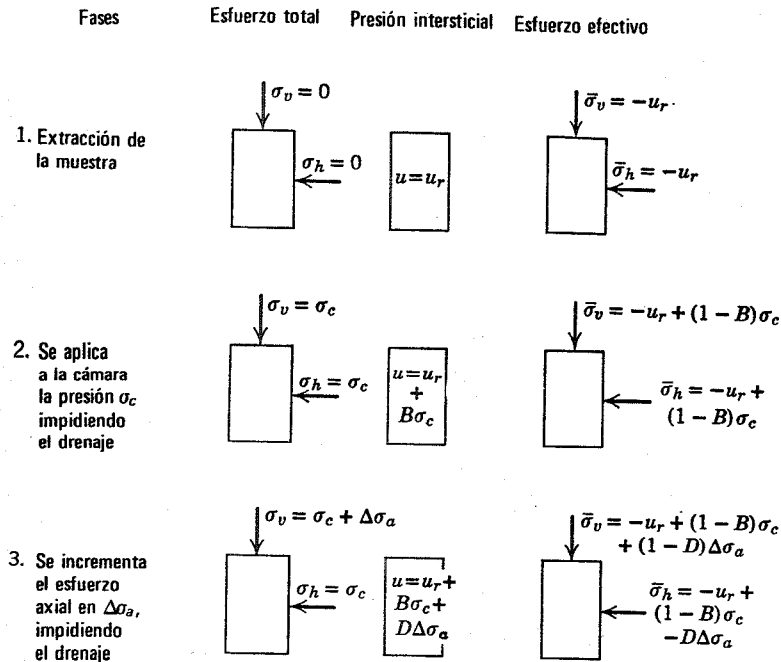


Fig. 28.4. Ensayo triaxial sin consolidación ni drenaje (SCSD).

Los métodos utilizados para la medida de presiones intersticiales en las pruebas triaxiales sin drenaje ya se han descrito en el capítulo 17.

Utilización de las pruebas de corte directo

Siguiendo un principio primeramente expuesto por Taylor (1952), O'Neill (1962) ha perfeccionado una técnica para realizar pruebas CSD mediante el aparato de corte directo. La carga normal que actúa sobre la muestra varía durante el proceso de corte en forma tal que el espesor de la muestra se mantiene constante.

28.3 RELACION ENTRE LAS RESISTENCIAS CON Y SIN DRENAJE

En anteriores capítulos dedicados a la resistencia (ver por ejemplo el capítulo 21) vimos que el suelo variará de volumen durante el proceso de corte si se permite tal cambio de volumen. Si no pueden producirse cambios de volumen durante el corte podemos esperar que la magnitud de la resistencia sea diferente de la que resultaría si hubiera variaciones de volumen. Sin embargo, como veremos en esta sección, las resistencias con o sin drenaje, que suelen diferir en magnitud para una muestra dada, están

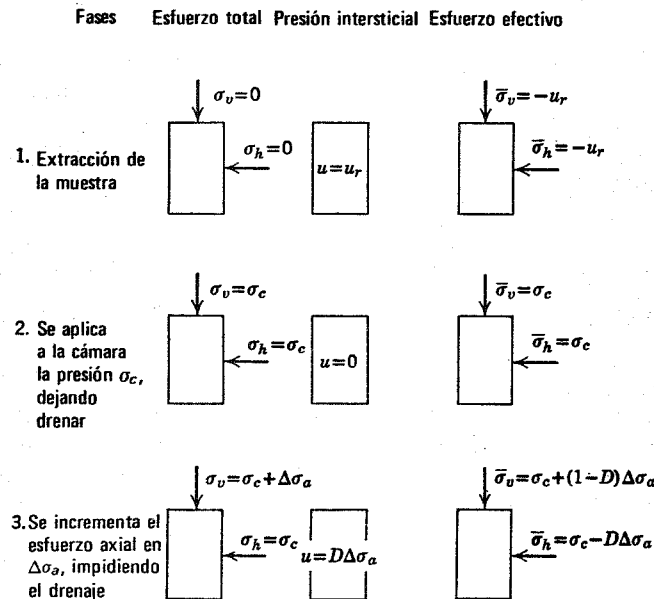


Fig. 28.5. Prueba triaxial con consolidación y sin drenaje (CSD).

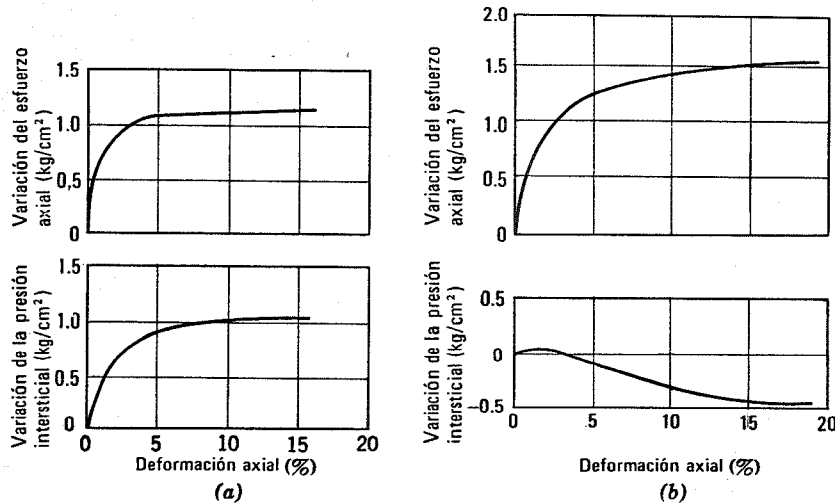


Fig. 28.6. Curvas típicas esfuerzo-deformación de pruebas CSD en arcilla de Weald (a) Muestras normalmente consolidadas a 2.1 Kg/cm². (b) $P_m = 8.40$ kg/cm² $P = 0.7$ kg/cm²

relacionadas por el principio de esfuerzos efectivos. Para demostrar esto, compararemos los resultados de pruebas CSD en arcilla de Weald con los de pruebas CD para el mismo suelo (Henkel, 1956). En esta sección y en la 28.4 se supone que el suelo está completamente saturado. En la sección 28.7 se considera el comportamiento resistente de suelos parcialmente saturados.

Comportamiento esfuerzo-deformación típico

La Fig. 28.6 muestra curvas típicas esfuerzo-deformación de pruebas realizadas sobre muestras normalmente consolidadas o fuertemente sobreconsolidadas de arcilla de Weald. Las Figs. 28.7 y 28.8 muestran las trayectorias de esfuerzos efectivos en pruebas realizadas respectivamente con una serie de muestras normalmente consolidadas y una familia de muestras previamente consolidadas bajo $\bar{p}_m = 8.40$ kg/cm². Los puntos finales de las trayectorias de esfuerzos efectivos corresponden a los valores de \bar{p}_f y q_f en los máximos de las curvas esfuerzo-deformación. Las relaciones q_f y \bar{p}_f trazadas sobre estas figuras se comentarán más adelante.

Estos resultados siguen la tendencia general comentada en el capítulo 26. Se desarrollaron sobrepresiones intersticiales positivas durante las pruebas con muestras normal-

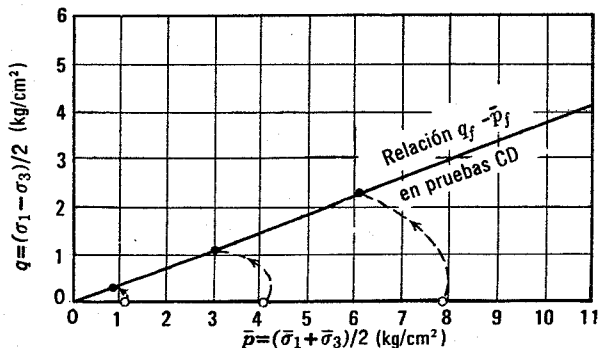


Fig. 28.7. Trayectorias de esfuerzos efectivos en pruebas con arcilla wealdense normalmente consolidada.

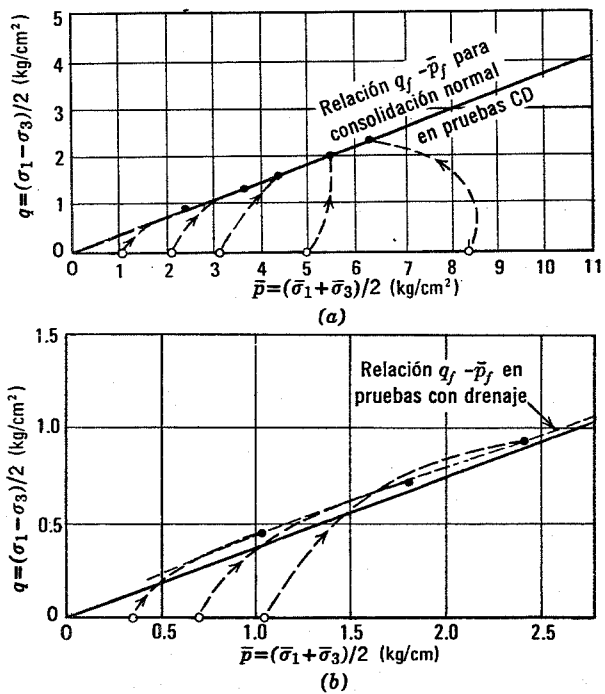


Fig. 28.8. Trayectorias de esfuerzos efectivos en pruebas CSD de arcilla de Weald sobreconsolidada. $P_m = 8.40$ kg/cm².

mente consolidadas y, como se aprecia en la trayectoria de esfuerzos efectivos de la Fig. 28.7, \bar{p} disminuyó durante estas pruebas (después de un ligero aumento inicial). La disminución de \bar{p} que suele significar un aumento de volumen, era suficiente para compensar la reducción de volumen que suele acompañar a la falla por corte de una arcilla normalmente consolidada (capítulo 21). Como no existía variación neta de volumen la deformación necesaria para la falla de la muestra fue menor en una prueba CSD que en una prueba CD.

En la muestra sobreconsolidada, se desarrollaron presiones intersticiales negativas y \bar{p} aumentó notablemente durante la prueba. De esta forma la tendencia a un aumento

de volumen en el proceso de corte de una arcilla sobreconsolidada (capítulo 21) viene contrarrestada por un aumento de los esfuerzos efectivos. Para muestras fuertemente sobreconsolidadas, la tendencia al aumento de volumen se manifiesta por grandes deformaciones y, por tanto, las sobrepresiones intersticiales inducidas con el corte sin drenaje continúan aumentando hasta llegar a grandes deformaciones. Estas presiones intersticiales decrecientes implican un aumento de esfuerzos efectivos y la curva esfuerzo-deformación continúa ascendiendo hasta llegar a grandes deformaciones.

Presiones intersticiales inducidas

Partiendo de las trayectorias de esfuerzos efectivos es posible determinar los valores de la presión intersticial y del parámetro de presión intersticial A en cualquier fase de carga mediante los métodos expuestos en el capítulo 26. Estos métodos se ilustran en los ejemplos 28.1 y 28.2. A_f depende del grado de sobreconsolidación. Los valores

correspondientes a la arcilla de Weald se dan en la Fig. 28.9 en función de la razón de sobreconsolidación (\bar{p}_m / \bar{p}_o). Para una RSC de aproximadamente 4 no existen sobrepresiones intersticiales al fallar en un proceso de corte sin drenaje. La gama de valores dados en el gráfico resulta típica para muchas arcillas, aunque la posición del punto de paso varía.

Trayectoria de esfuerzos efectivos para diversos tipos de carga

Hasta ahora hemos considerado únicamente pruebas triaxiales sin drenaje en las que la falla se producía por aumento del esfuerzo axial, es decir pruebas de carga de compresión. Son posibles otros tipos de carga que aumentan la deformación axial; en ellos se mantiene el esfuerzo axial constante mientras disminuye el esfuerzo lateral (descarga en compresión) o se aumenta el esfuerzo axial y se disminuye el lateral de forma que p es constante. Si una serie de muestras, todas consolidadas con el mismo

► **Ejemplo 28.1**

Datos: Arcilla de Weald normalmente consolidada con $\bar{p}_o = 2.1 \text{ kg/cm}^2$.

Problema: Calcular $\sigma_1, \bar{\sigma}_1, \sigma_3, \bar{\sigma}_3$ y u cuando

a. $q = 0.35 \text{ kg/cm}^2$.

b. q alcanza su valor máximo.

Solución: La Fig. E28.1 es una versión desarrollada del diagrama $q-p$ de la Fig. 28.7, utilizando una trayectoria de esfuerzos efectivos interpolada entre las correspondientes a $\bar{p}_o = 1.1 \text{ kg/cm}^2$ y $\bar{p}_o = 4.1 \text{ kg/cm}^2$.

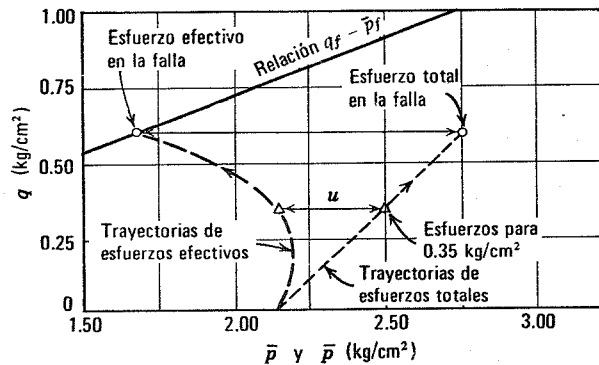


Fig. E28.1

Esfuerzos (Kg/cm ²)	Esfuerzos		
	(a)	(b)	
q	5	8.7	dado en la gráfica
p	35	38.7	$p + q$
σ_1	40	47.4	$p - q$
σ_3	30	30.0	dado en la gráfica
\bar{p}	30	23.3	$\bar{p} + q$
$\bar{\sigma}_1$	35	31.0	$\bar{p} + q$
$\bar{\sigma}_3$	25	14.6	$p - \bar{p}$
$u = \Delta u$	5	15.4	$\Delta u / \Delta(\sigma_1 - \sigma_3)$
A	0.50	0.89	

► Ejemplo 28.2

Datos: Una muestra de arcilla de Weald con $\bar{p}_m = 8.4 \text{ kg/cm}^2$ y $\bar{p}_o = 0.7 \text{ kg/cm}^2$.

Problema: Calcular $\bar{\sigma}_1, \sigma_1, \sigma_3, \bar{\sigma}_3, u$ y A al fallar.

Solución: La Fig. E28.2 es copia de la 28.8

$$\begin{aligned} q_f &= 0.72 \text{ kg/cm}^2 \\ p_f &= 1.42 \\ \sigma_{1f} &= 2.14 \\ \sigma_{3f} &= 0.70 \\ \bar{p}_f &= 1.83 \\ \bar{\sigma}_{1f} &= 2.54 \\ \bar{\sigma}_{3f} &= 1.11 \\ u_f &= 0.40 \\ A_f &= 0.28 \end{aligned}$$

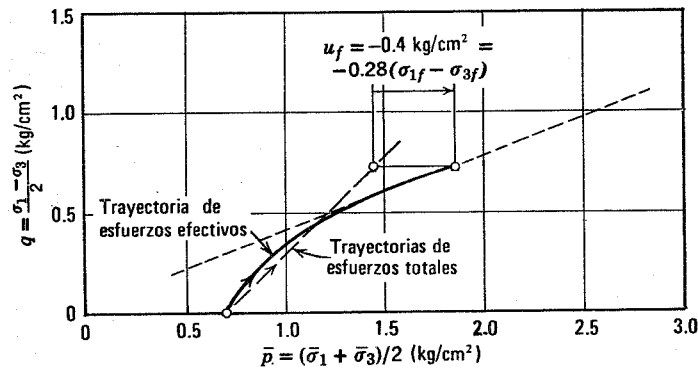


Fig. E28.2.

esfuerzo efectivo y teniendo la misma humedad, se someten a estos diversos tipos de pruebas sin drenaje, se deduce un hecho importante: *la trayectoria de esfuerzos efectivos y la resistencia al corte sin drenaje son idénticas para cada tipo de carga.*

Son también posibles otros tipos de carga; un ejemplo es la expansión en descarga, cuando el esfuerzo axial disminuye mientras que el esfuerzo lateral permanece constante. Al considerar todos los tipos de carga posibles sin drenaje, encontramos que la trayectoria de esfuerzos efectivos y la resistencia al corte dependen algo del tipo de

carga (ver la sección 29.4). Sin embargo, en primera aproximación puede decirse que *la resistencia al corte sin drenaje y la trayectoria de esfuerzos efectivos sin drenaje dependen únicamente de las condiciones iniciales existentes antes del proceso de corte y son independientes de la forma en que se aplique el esfuerzo cortante.*

Relaciones entre las resistencias al corte con o sin drenaje

Las relaciones esfuerzo efectivo-resistencia deducidas de pruebas con drenaje (ver, por ejemplo, las curvas del capítulo 21) se han superpuesto sobre las trayectorias de esfuerzos efectivos sin drenaje en las Figs. 28.7 y 28.8. Se hace evidente inmediatamente un hecho importante: la relación entre q_f y \bar{p}_f es la misma independientemente de que la arcilla se someta al proceso de corte con drenaje completo o sin drenaje.

Las Figs. 28.10 y 28.11 muestran las relaciones entre los esfuerzos y la humedad al fallar. En este caso los puntos de datos corresponden a pruebas sin drenaje, mientras que las líneas y curvas son las del capítulo 21. Vemos ahora otro importante hecho: las relaciones $q_f - \bar{p}_f - w_f$ obtenidas en procesos de corte con drenaje son también aplicables cuando el corte es sin drenaje. Podemos entender ahora el concepto hacia el que nos encaminábamos en el capítulo 21: *para una determinada*

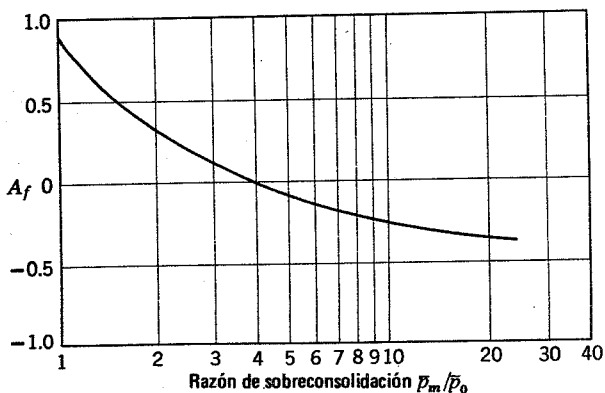


Fig. 28.9. Parámetro de presión intersticial A_f para la arcilla de Weald.

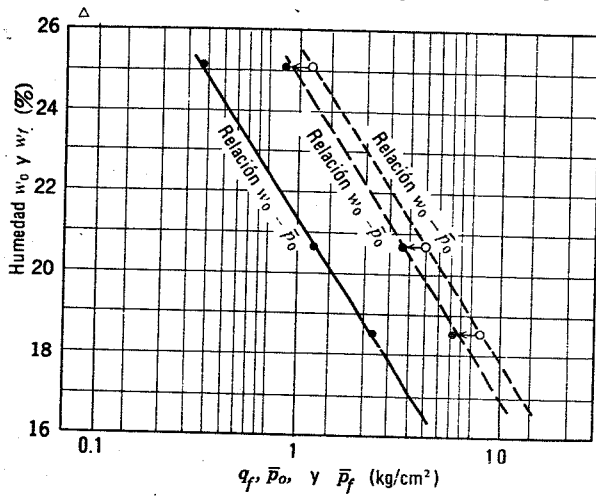


Fig. 28.10. Relación esfuerzo-volumen en arcilla de Weald normalmente consolidada.

arcilla con una determinada historia de esfuerzos, existe una relación única $q_f - \bar{p}_f - w_f$ que es aplicable independientemente del tipo de carga y del grado de drenaje al aplicar ésta.

La conclusión constituye una unidad completa respecto a la resistencia al corte de la arcilla bajo una amplia variedad de condiciones de carga. Es decir, independientemente de la forma de fallar del suelo, la relación entre la resistencia y el esfuerzo efectivo permanece la misma. Sin embargo, si se consolidan dos muestras de una determinada arcilla bajo el mismo esfuerzo \bar{p}_0 , y una de ellas se rompe por corte con drenaje completo y la otra sin drenaje, se obtendrán diferentes valores de la resistencia q_f . Esta variación se explica por la diferencia entre las presiones intersticiales, y por tanto entre los esfuerzos efectivos, existentes en ambas muestras.

► Ejemplo 28.3

Datos: Arcilla de Weald normalmente consolidada con $\bar{p}_0 = 2.1 \text{ kg/cm}^2$.

Problema: Determinar q_f y w_f para corte con y sin drenaje, aumentando σ_1 y manteniendo constante σ_3 .

Solución:

Corte con drenaje: Se traza la trayectoria de esfuerzos efectivos y se encuentra \bar{p}_f y q_f . A continuación se obtiene w_f utilizando bien la relación $\bar{p}_f - w_f$ ó $q_f - w_f$ (ver la Fig. E28.3).

$$\bar{p}_f = 3.37 \text{ kg/cm}^2, \quad q_f = 1.26 \text{ kg/cm}^2, \quad w_f = 20.6$$

Corte sin drenaje: Se entra en el diagrama esfuerzo-volumen con el \bar{p}_0 dado, obteniendo w_f . De la relación $q_f - w_f$, se obtiene q_f . \bar{p}_f se puede deducir de la relación $q_f - \bar{p}_f$.

$$w_f = 23.0\% \quad q_f = 0.61 \text{ kg/cm}^2, \quad \bar{p}_f = 1.65 \text{ kg/cm}^2$$

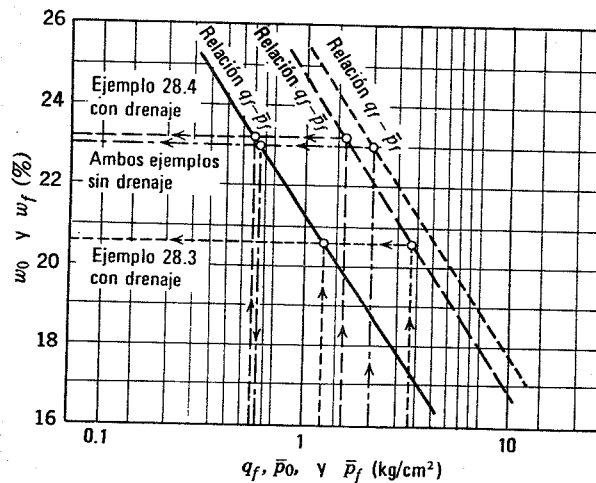
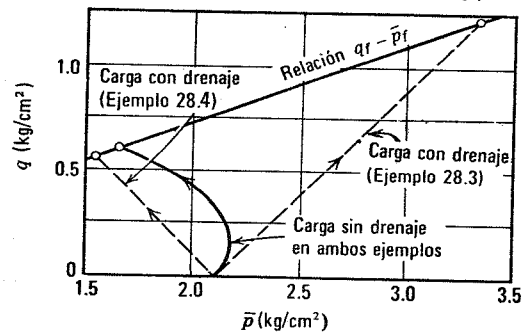


Fig. E28.3.

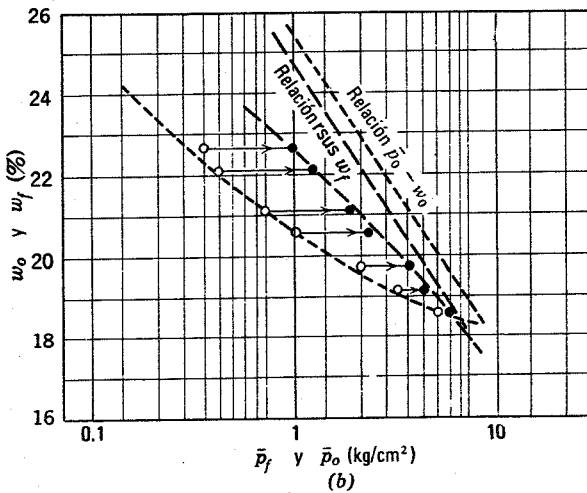
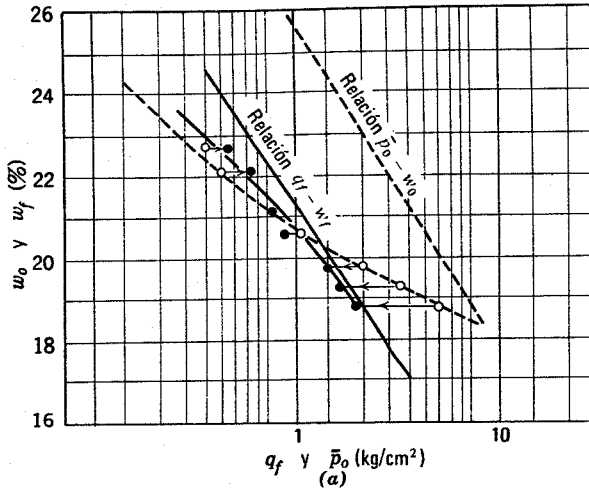
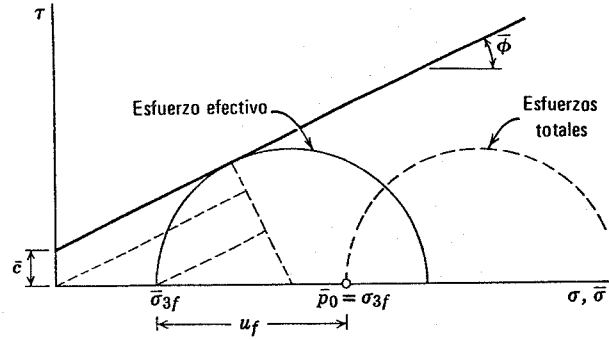


Fig. 28.11. Relaciones esfuerzo-volumen para una arcilla de Weald sobreconsolidada. $p_m = 8.40 \text{ kg/cm}^2$.

Utilizando el parámetro de presión intersticial A_f se puede deducir una expresión que relaciona la resistencia al corte sin drenaje y la presión de consolidación inicial. Esta deducción se representa en la Fig. 28.12. El resultado (ecuación 28.1) resalta un hecho importante: la resistencia al corte sin drenaje depende de las condiciones existentes antes del corte, es decir, de \bar{p}_0 y también de A_f , $\bar{\phi}$ y \bar{c} , que son funciones de la historia de esfuerzos. Para arcilla de Weald normalmente consolidada con $A_f = 0.8$, $\bar{c} = 0$ y $\bar{\phi} = 22^\circ$, obtenemos $q_f = 0.29 \bar{p}_0$.



Por esfuerzo: $\frac{1}{2}(\sigma_{1f} - \sigma_{3f}) = q_f = \frac{\bar{c} \cos \bar{\phi} + \bar{\sigma}_{3f} \text{sen } \bar{\phi}}{1 - \text{sen } \bar{\phi}}$

Si

$$\Delta u = A_f(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3),$$

será

$$u_f = A_f(\sigma_{1f} - \sigma_{3f}) = 2A_f q_f$$

$$q_f = \frac{\bar{c} \cos \bar{\phi} + (\bar{p}_0 - 2A_f q_f) \text{sen } \bar{\phi}}{1 - \text{sen } \bar{\phi}} \quad (28.1)$$

Si $\bar{c} = 0$

$$\frac{q_f}{\bar{p}_0} = \frac{\text{sen } \bar{\phi}}{1 + (2A_f - 1) \text{sen } \bar{\phi}} \quad (28.2)$$

Si $A_f = 1$,

$$\frac{q_f}{\bar{p}_0} = \frac{\text{sen } \bar{\phi}}{1 + \text{sen } \bar{\phi}}$$

Si $A_f = \frac{1}{2}$

$$\frac{q_f}{\bar{p}_0} = \text{sen } \bar{\phi}$$

Fig. 28.12. Ecuación que expresa la resistencia al corte sin drenaje en función de A_f y los parámetros de esfuerzos efectivos.

Magnitud relativa de las resistencias con y sin drenaje

En los apartados anteriores se han establecido dos principios importantes: a) la relación $q_f - \bar{p}_f - w_f$ es única para un suelo con una historia de esfuerzos determinada y b) la trayectoria de esfuerzos efectivos y la resistencia al corte sin drenaje dependen únicamente de las condiciones inmediatamente antes del proceso de corte. Una forma útil para ilustrar estos principios consiste en calcu-

► **Ejemplo 28.4**

Se repite el ejemplo 28.3 pero disminuyendo σ_3 y manteniendo constante σ_1 .

Solución: Se siguen los mismos pasos que en el ejemplo 28.3. La resistencia al corte sin drenaje es la misma en ambos ejemplos. Adviértase también que $q_f = 0.29 \bar{p}_0$.

	$p_f(\text{kg/cm}^2)$	$w_f(\%)$	$q_f(\text{kg/cm}^2)$
Carga con drenaje	3.37	20.6	1.26
Carga sin drenaje y descarga	1.65	23.0	0.61
Descarga con drenaje	1.55	23.2	0.56

► Ejemplo 28.5

Datos: Arcilla de Weald sobreconsolidada con $\bar{p}_m = 8,40 \text{ kg/cm}^2$ y $\bar{p}_o = 2,1 \text{ kg/cm}^2$.

Problema: Determinar q_f y w_f en corte con y sin drenaje aumentando σ_1 y manteniendo constante σ_3 .

Solución: Se siguen los mismos pasos que en el ejemplo 28.3. Los diagramas se dan en la Fig. E28.5 y la solución aparece en la tabla del ejemplo 28.6.

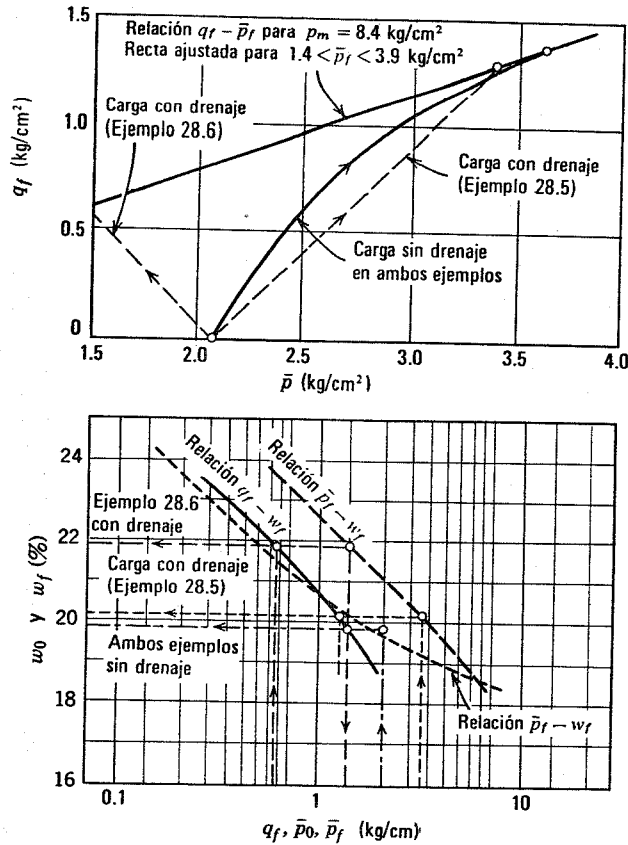


Fig. E28.5

lar la magnitud relativa de las resistencias y con y sin drenaje para diversos casos de carga. Este cálculo se hace en los ejemplos 28.3 a 28.6. Estos ejemplos nos recuerdan dos hechos importantes referentes a la resistencia de la arcilla con una historia de esfuerzos dada:

1. La muestra de mayor capacidad (como indica la menor humedad) tiene la máxima resistencia.
2. La muestra sometida al mayor esfuerzo efectivo (determinado por \bar{p}_f) tiene la mayor resistencia.

Como se advirtió en el capítulo 21, la resistencia, el esfuerzo efectivo y la compacidad están interrelacionados, siendo imposible decir si la resistencia viene controlada por el esfuerzo efectivo o por la humedad. Sin embargo, en general, es más útil considerar el esfuerzo efectivo como la variable que controla la resistencia.

Los ejemplos también indican que es difícil dar reglas sencillas sobre la magnitud relativa de las resistencias con y sin drenaje. Esta relación depende del tipo de carga y del grado de sobreconsolidación. La Tabla 28.1 puede ser-

► Ejemplo 28.6

Repetir el ejemplo 28.5 con σ_3 decreciente y σ_1 constante.

Solución: Se siguen igualmente los mismos pasos. Ver la Fig. E28.5.

	\bar{p}_f (kg/cm ²)	w_f (%)	q_f (kg/cm ²)
Carga con drenaje	3.40	20.1	1.30
Carga sin drenaje y descarga	3.65	19.9	1.39
Descarga con drenaje	1.49	21.9	0.62

Tabla 28.1 Magnitud relativa de las resistencias al corte con o sin drenaje

	Arcilla normalmente consolidada	Arcilla fuertemente sobreconsolidada
Carga en compresión triaxial (σ_1 creciente con σ_3 constante)	$CD > CSD$	$CSD \approx CD$
Descarga en compresión triaxial (σ_1 constante con σ_3 decreciente)	$CSD \approx CD$	$CSD \gg CD$

Nota. Estas comparaciones son aplicables a muestras con el mismo esfuerzo efectivo inicial.

vir de guía. La importancia de estas relaciones se ilustrará en el capítulo 31.

28.4 EL CONCEPTO $\phi = 0$

Consideremos ahora una serie de pruebas sin consolidación ni drenaje. Se seleccionan tres muestras, consolidándolas bajo 1.12 kg/cm^2 . Con esto llegan las muestras al final de la fase 1 en el programa de prueba SCSD. A continuación se varían las presiones de confinamiento pasando por ejemplo a $0.7, 2.1$ y 7 kg/cm^2 , sin permitir posterior consolidación y rompiendo las muestras a continuación sin drenaje. El resultado, dentro de la distorsión experimental, es $q_f = 0.34 \text{ kg/cm}^2$ para todas las muestras.

Esto es lo que ha sucedido: Al variar la presión de confinamiento en la fase 1, la presión intersticial de las muestras totalmente saturadas varió en la misma magnitud, por lo que el esfuerzo efectivo permaneció invariable e igual en todas las muestras. Así pues, $\bar{p}_o = 1.1 \text{ kg/cm}^2$ comportán-

dose éstas en el proceso de corte como la muestra CSD de la Fig. 28.7 con $\bar{p}_o = 1.1 \text{ kg/cm}^2$. Este estado de cosas se demuestra en la Fig. 28.13. Por ejemplo, consideremos la muestra sometida a una presión de la cámara de 2.1 kg/cm^2 . Los esfuerzos observados en las diversas fases de la prueba se indican en la Tabla 28.2. Para las demás muestras, $\bar{p}-q$ son los mismos, mientras que $p, u,$ y σ_3 varían en forma escalonada.

A continuación se seleccionan otras tres muestras, consolidándolas bajo 7.9 kg/cm^2 . Nuevamente se realizan pruebas SCSD, con presiones laterales de $0.7, 2.1$ y 7 kg/cm^2 . Todas estas muestras tienen una resistencia de 2.3 kg/cm^2 . La variación de los esfuerzos en la prueba con 2.1 kg/cm^2 de presión de confinamiento se da en la Tabla 28.3. Adviértase que la presión intersticial se indica como negativa al final de la fase 2, siendo menos negativa (mayor algebraicamente) cuando falla la arcilla por corte. Aunque no se dispone de medidas directas de presiones intersticiales negativas de este tipo, la evidencia circunstancial referente a la existencia de estas presiones intersticiales es abrumadora.

El ejemplo 28.7 presenta otra muestra más del comportamiento en una prueba SCSD.

► Ejemplo 28 7

Datos: Una muestra normalmente consolidada de arcilla de Weald al $19,5$

Problema: Determinar la resistencia y la presión intersticial al fallar en una prueba SCSD con una presión de cámara de 7 kg/cm^2 .

Solución: Entrando en la Fig. 28.10 con $w_f = 19,5$ se obtiene $q_f = 1,7 \text{ kg/cm}^2$ y $p_f = 5 \text{ kg/cm}^2$. Resulta además $u_f = 8,7 - 5 = 3,7 \text{ kg/cm}^2$.

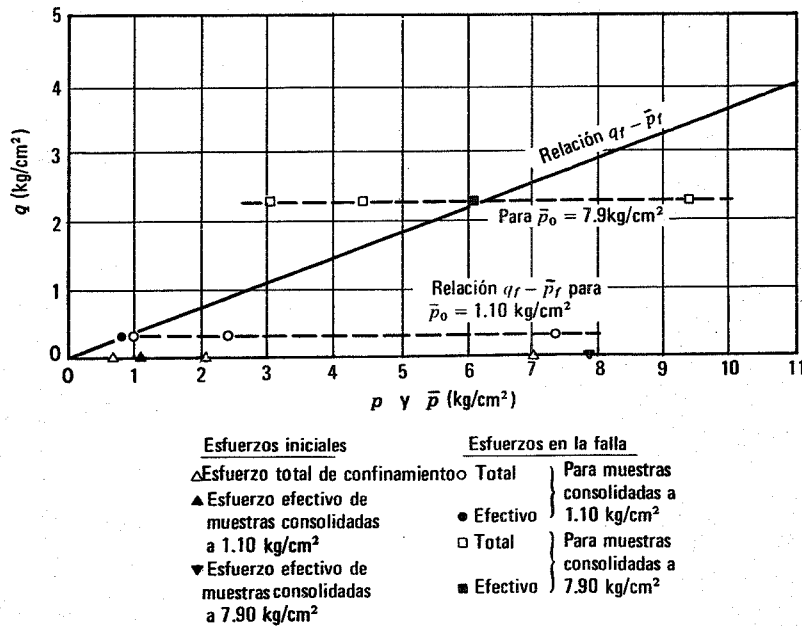


Fig. 28.13. Dos series de pruebas SCSD en arcilla de Weald normalmente consolidada.

Tabla 28.2^a

Final de la fase	σ_3	p	u	\bar{p}	q
1	1.12	1.12	0	1.12	0
2	2.10	2.10	0.98	1.12	0
3	2.10	2.43	1.55	0.88	0.33

^a Esfuerzos y presiones en kg/cm².

Estos resultados son otra prueba de la importancia del principio de esfuerzos efectivos. De este estudio se deduce otra observación importante:

La resistencia al corte sin drenaje es independiente de las variaciones del esfuerzo total p .

Por ello, cuando se representa la resistencia sin drenaje en función del esfuerzo principal total medio p , resulta una línea horizontal como se ve en la Fig. 28.13. Cuando se observó esta relación por primera vez, se supuso que correspondía a un material cohesivo, es decir $\phi = 0$. Aunque ahora se reconoce que esta relación no dice nada respecto al mecanismo interno de resistencia al corte, se sigue aún denominando concepto $\phi = 0$. Para cada arcilla, existe una familia completa de líneas horizontales que "relacionan" la resistencia al corte sin drenaje y el esfuerzo total. Cada línea corresponde a una presión de consolidación diferente \bar{p}_0 ; se puede igualmente decir que existe una humedad diferente para cada línea.

Por último podemos realizar aún otro experimento. Una muestra se consolida bajo 1.1 kg/cm². A continuación, operando rápidamente, se extrae la muestra de la cámara triaxial; se la despoja de la membrana y a continuación se comprime axialmente; en otras palabras, se realiza una prueba de compresión simple sobre la muestra. Se encontrará que la presión axial al fallar es muy próxima a $q_f = 0.33$ kg/cm². Es la misma resistencia obtenida en las pruebas SCSD con muestras sobreconsolidadas bajo 1.1 kg/cm². Los esfuerzos efectivos que proporcionan a esta muestra su resistencia se deben a las presiones intersticiales negativas, como puede verse en la Tabla 28.4. Esta prueba vuelve a ilustrar la validez del concepto $\phi = 0$ y también muestra la relación de la prueba de compresión simple con la forma más general de la prueba SCSD.

El concepto $\phi = 0$ es de considerable importancia práctica como veremos en el capítulo 31.

28.5 RELACION ENTRE LAS CURVAS ESFUERZO-DEFORMACION CON Y SIN DRENAJE

Para estudiar esta relación imaginemos una prueba triaxial con carga axial en la cual el conducto de drenaje se

Tabla 28.3^a

Final de la fase	σ_3	p	u	\bar{p}	q
1	7.84	7.84	0	7.84	0
2	2.10	2.10	-5.74	7.84	0
3	2.10	4.41	-1.75	6.16	2.30

^a Esfuerzos y presiones en kg/cm².

Tabla 28.4^a

Final de la fase	σ_3	p	u	\bar{p}	q
1	1.12	1.12	0	1.12	0
2	0	0	-1.12	1.12	0
3	0	0	-0.55	0.86	0.33

^a Esfuerzos y presiones en kg/cm².

mantiene abierto, conectado con la atmósfera. La trayectoria de esfuerzos totales es la AB en la Fig. 28.14. Los puntos A y B también representan los estados de esfuerzos efectivos inicial y final. Sin embargo, existe una amplia variedad de trayectorias de esfuerzos efectivos según la velocidad a que se aplique la carga axial.

1. Si la carga se aplica muy lentamente respecto a la velocidad de consolidación, AB es también la trayectoria de esfuerzos efectivos. Durante la carga se producen variaciones de volumen y deformaciones tangenciales.
2. Si la carga se aplica muy rápidamente respecto a la velocidad de consolidación, la trayectoria de esfuerzos efectivos es AJB . Durante la carga no se produce drenaje y en un suelo saturado sólo tienen lugar deformaciones tangenciales según la trayectoria AJ . La línea JB corresponde a la consolidación subsiguiente. No existe variación de volumen a lo largo de AJ . Si el suelo fuera isótropo no existiría deformación tangencial según JB , pero en realidad puede producirse cierta deformación tangencial.
3. Si las velocidades de carga y de consolidación son semejantes, se producirá un drenaje parcial al aplicar la carga, dando lugar a una trayectoria de esfuerzos efectivos intermedia. En esta trayectoria se producirá variación de volumen y deformación tangencial.

Pueden establecerse varios conceptos importantes comparando con más detalle las deformaciones según la trayectoria AJB con las que se producen según la trayectoria AB .

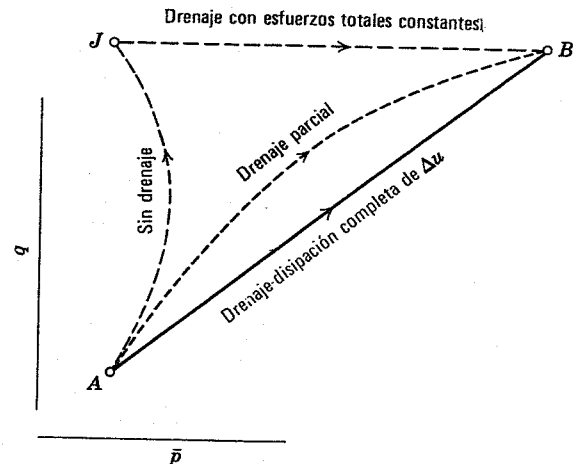


Fig. 28.14. Trayectoria de esfuerzos efectivos con distintos grados de drenaje en la prueba triaxial.

Deformaciones en carga sin drenaje

El cociente entre la variación de esfuerzo axial y la variación de deformación axial durante una prueba triaxial equivale al módulo de Young (sección 12.1). Para una carga con drenaje (sección 22.2) este cociente relaciona el esfuerzo efectivo con la deformación y a partir de ahora, lo denominaremos \bar{E} . La siguiente deducción, aplicable a un material isótropo e ideal, relaciona \bar{E} con el módulo de Young sin drenaje E o cociente entre el esfuerzo total y la deformación en un proceso de carga sin drenaje.

Si el esqueleto mineral es isótropo, puede aplicarse la ecuación 12.5a a la carga sin drenaje en dos formas:

Esfuerzo total:

$$\epsilon_v = \frac{1}{E} \sigma_v \quad (28.3)$$

Esfuerzo efectivo:

$$\epsilon_v = \frac{1}{\bar{E}} (\bar{\sigma}_v - 2\bar{\mu}\bar{\sigma}_h) \quad (28.4)$$

donde $\bar{\mu}$ = es el coeficiente de Poisson del esqueleto mineral. Para la carga sin drenaje, al ser el parámetro de presión intersticial A igual a 1/3 para un material isótropo,

$$\bar{\sigma}_v = \frac{2}{3}\sigma_v$$

$$\bar{\sigma}_h = -\frac{1}{3}\sigma_v$$

Por tanto

$$\epsilon_v = \frac{1}{\bar{E}} \left(\frac{2}{3}\sigma_v + \frac{2}{3}\bar{\mu}\sigma_v \right) = \frac{2}{3} \frac{\sigma_v}{\bar{E}} (1 + \bar{\mu})$$

ó

$$E = \frac{3}{2(1 + \bar{\mu})} \bar{E} \quad (28.5)$$

Como $\bar{\mu}$ suele valer aproximadamente 0.3, resulta $E = 1.15 \bar{E}$.

En los suelos reales, el cociente E/\bar{E} suele ser mucho mayor que este valor teórico. No suelen ser raros valores de 3 ó 4 en arcillas normalmente consolidadas. Debido a que no se produce variación de volumen durante un proceso de carga sin drenaje, la deformación axial en este caso (trayectoria AJ) es menor que para la misma carga con drenaje (trayectoria AB).

Si se conocen las presiones intersticiales producidas por una carga sin drenaje, siempre pueden calcularse las deformaciones producidas por la carga aplicando las ecuaciones 12.5 al esqueleto mineral, es decir utilizando el sistema

$$\bar{\sigma}, \quad \bar{E}, \quad \bar{\mu}$$

Generalmente conviene calcular las deformaciones directamente en términos de esfuerzos totales. Para un suelo isótropo saturado esto puede realizarse mediante las ecuaciones 12.5 con

$$\sigma, \quad E, \quad \mu = 0.5$$

Utilizando un coeficiente de Poisson de 0.5 se obtiene la condición de variación de volumen nula. Como el esfuerzo tangencial no varía por la presión intersticial, el módulo de

deformación tangencial G es el mismo independientemente de que la carga sea con o sin drenaje. El empleo del módulo sin drenaje junto con $\mu = 0.5$ se ilustrará en el capítulo 32.

Deformaciones finales después de la consolidación

Si el esqueleto mineral fuera elástico, las deformaciones finales en el punto B de la Fig. 28.14 serían las mismas para cualquier trayectoria de esfuerzos. Así pues, la deformación tangencial a lo largo de AJ más la variación de volumen a lo largo de JB sería exactamente igual a las deformaciones tangencial y volumétrica producidas simultáneamente según AB (Fig. 28.15b). Sin embargo, como el esqueleto mineral no suele permanecer elástico, las deformaciones finales dependen de la trayectoria. De acuerdo con los resultados de los capítulos 12 y 22, cuanto mayor sea el valor de \bar{p} en la deformación, menor será la deformación producida. De aquí podemos deducir lógicamente que la menor deformación vertical se producirá para la trayectoria AB , la mayor deformación vertical tendrá lugar para la trayectoria AJB y se producirá una deformación intermedia para una trayectoria con drenaje parcial (Fig. 28.15c). En el caso límite, en el que se produce una condición de falla en el proceso de carga sin drenaje de forma que las deformaciones tangenciales durante esta carga son extremadamente grandes (Fig. 28.15e), las deformaciones finales serán evidentemente mucho mayores para la trayectoria AJB que para la AB . Esta dependencia de las deformaciones de la trayectoria se comentará más ampliamente en el capítulo 30.

28.6 CONSOLIDACION DE SUELOS PARCIALMENTE SATURADOS

La Fig. 28.16 representa de forma general lo que sucede en la consolidación unidimensional de un suelo parcialmente saturado en un edómetro.

Inicialmente el suelo es bastante compresible ya que el fluido intersticial (aire + agua) presenta poca resistencia a la compresión hasta que el grado de saturación es superior al 85% (Tabla 26.1). En esta fase inicial el esfuerzo efectivo aumenta, mientras que la presión intersticial varía muy poco. En esta fase de carga con drenaje, se ve expulsada del suelo una cantidad de agua muy pequeña, por lo cual importa poco que se permita o se impida el drenaje.

Si el aumento de carga es suficiente para comprimir y disolver todo el aire de los poros, el suelo quedará totalmente saturado y entonces cualquier incremento de carga será soportado íntegramente por el fluido intersticial. Si se permite el drenaje, el agua fluirá de la muestra como en una prueba de consolidación en un suelo inicialmente saturado. Una vez que la carga aplicada alcance su valor máximo, manteniéndose constante, un suelo con drenaje puede volver a convertirse en parcialmente saturado.

Aunque esta imagen cualitativa puede entenderse fácilmente, un cálculo cuantitativo detallado es muy difícil. En general, puede aplicarse el principio de esfuerzos efectivos, es decir, el volumen del suelo en un instante cualquiera está relacionado con el esfuerzo efectivo existente en dicho instante. Sin embargo, debe considerarse tanto la presión del aire intersticial como la del agua al calcular los esfuerzos efectivos (ecuación 16.15), existiendo grandes

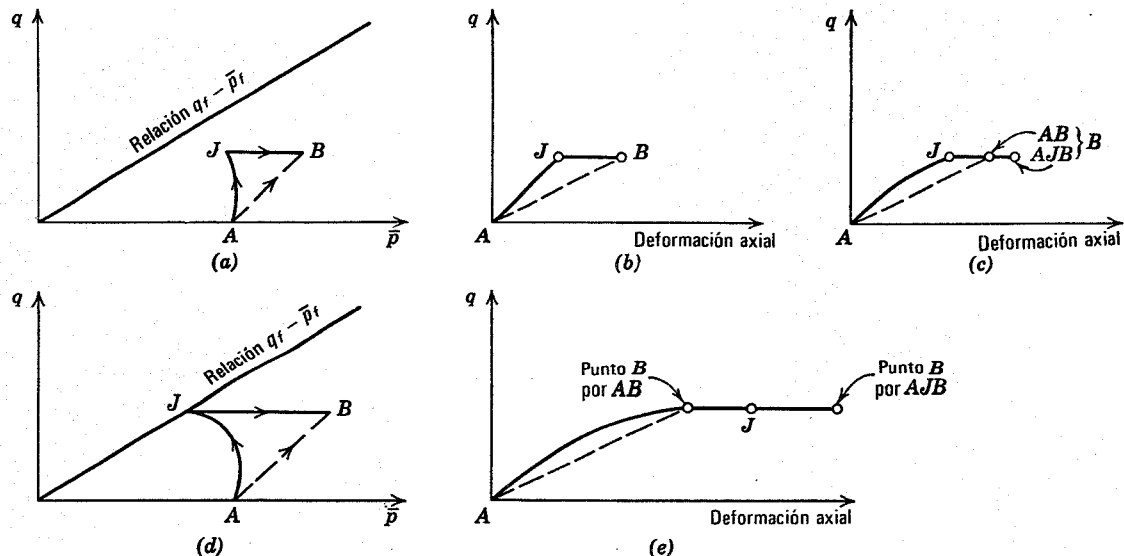


Fig. 28.15. Deformaciones axiales en función de la trayectoria de esfuerzos. (a) Carga sin llegar a la falla. (b) Reacción elástica a la carga anterior. (c) Respuesta inelástica. (d) Carga hasta la falla. (e) Respuesta a esta carga.

dificultades para el cálculo del parámetro a_w (denominando x en algunas referencias). Para la discusión de estas consideraciones ver Bishop y Blight (1963) y Blight (1965). El mejor método para estimar la deformación de suelos parcialmente saturados es aplicar, tanto inicial como finalmente, el esfuerzo total, la presión del aire intersticial y la presión del agua intersticial existentes o que puedan existir *in situ*.

28.7 RESISTENCIA DE SUELOS PARCIALMENTE SATURADOS

Como se indicó en la sección 21.7 la resistencia al corte de los suelos parcialmente saturados está relacionada

con el esfuerzo efectivo. Esto es válido tanto en casos de carga con drenaje como sin drenaje. Sin embargo, el esfuerzo efectivo debe calcularse mediante la ecuación 16.15 con las dificultades inherentes a la determinación del parámetro a_w (Bishop y Blight, 1963).

Evidentemente el concepto $\phi = 0$ no es aplicable en general a los suelos parcialmente saturados. La Fig. 28.17 muestra la relación típica entre el esfuerzo de confinamiento y la resistencia en pruebas SCSD. Para la gama inferior de esfuerzos de confinamiento, el suelo permanece parcialmente saturado y el esfuerzo efectivo aumenta con la presión de confinamiento. Una vez que la presión de confinamiento es suficientemente grande como para pro-

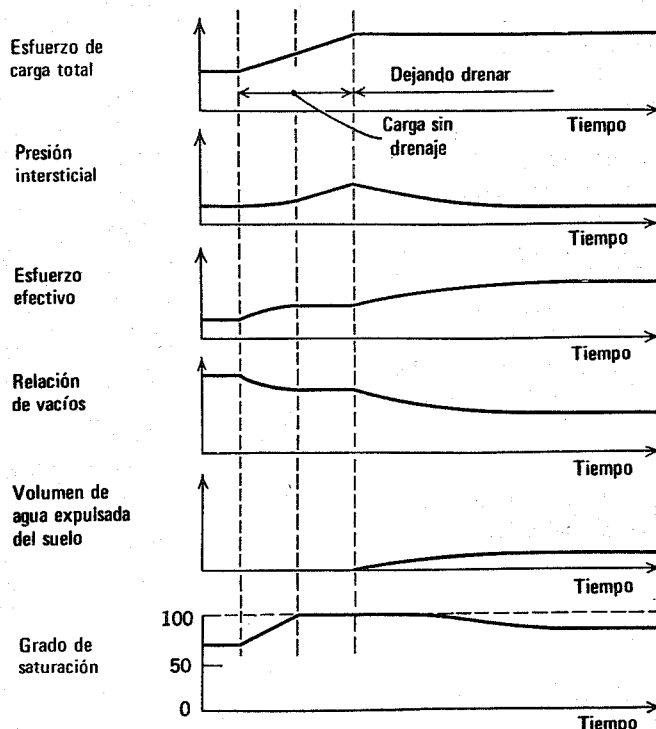


Fig. 28.16. Consolidación en el edómetro de un suelo parcialmente saturado.

ducir la saturación completa, un aumento posterior de dicha presión no produce aumento del esfuerzo efectivo y desde este punto de vista se puede aplicar el concepto $\phi = 0$. A veces se utiliza una relación entre la resistencia sin drenaje y el esfuerzo total

$$\tau_{ff} = c_u + \sigma_{ff} \tan \phi_u \quad (28.6)$$

donde c_u y ϕ_u se denominan *parámetros de resistencias en esfuerzos totales*. Los valores de c_u y ϕ_u dependen mucho de la gama de σ_{ff} considerada.

Debe adoptarse especial cuidado en la reproducción de las condiciones de campo esperadas (esfuerzo total, presiones intersticiales del agua y del aire) al realizar pruebas para calcular la resistencia al corte sin drenaje de suelos parcialmente saturados.

28.8 RESUMEN DE PUNTOS PRINCIPALES

Los puntos más importantes de este capítulo se refieren a la resistencia de los suelos saturados.

1. En primera aproximación, existe una relación única para cada suelo entre q_f , \bar{p}_f y w_f , que rige la resistencia al corte con cualquier tipo de carga y condiciones de drenaje. Esta relación sólo es realmente única en estado de falla pero por lo menos constituye una guía útil sobre el comportamiento de todos los suelos.
2. En primera aproximación, la trayectoria de esfuerzos efectivos en un proceso de corte sin drenaje dependen únicamente de las condiciones iniciales y son independientes de los detalles del proceso de carga. Aunque este principio es muy útil para la resolución de múltiples problemas, en realidad las presiones intersticiales inducidas en el proceso de corte y, por tanto, las trayectorias de esfuerzos y las resistencias sin drenaje, son algo susceptibles a los detalles del tipo de carga.
3. Partiendo de una condición inicial dada, la resistencia sin drenaje puede ser superior o inferior a la resistencia con drenaje, según el tipo de carga y el grado de preconsolidación. El cálculo de las variaciones de humedad durante el proceso de carga y de los esfuerzos efectivos al fallar proporcionan la clave para decidir qué resistencia es mayor.

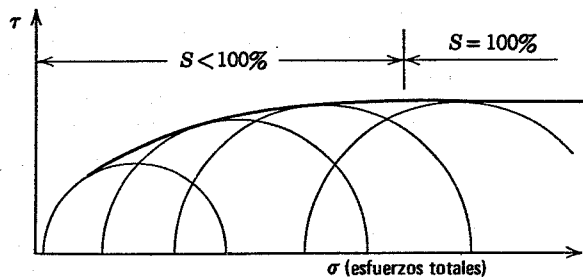


Fig. 28.17. Pruebas sin consolidación ni drenaje de suelos parcialmente saturados.

4. En primera aproximación, la resistencia sin drenaje solamente viene afectada por una variación del esfuerzo efectivo bajo el que se ha consolidado el suelo y la variación correspondiente de humedad. La resistencia sin drenaje es independiente de las variaciones de esfuerzo total, a no ser que se produzca una variación de humedad. Así pues, respecto a las variaciones de esfuerzo total con volumen constante, la arcilla se comporta como si $\phi = 0$.
5. En primera aproximación, no existe diferencia entre la resistencia sin drenaje de un suelo medida a una prueba de compresión simple, una prueba de compresión triaxial o una prueba de veleta, siempre que el método de prueba mantenga el suelo con su humedad natural. En realidad, existen diferencias entre los valores de la resistencia al corte sin drenaje obtenidos con estos diversos procedimientos debido a la perturbación del esqueleto mineral y a que el suelo es realmente anisótropo.
6. Todos los suelos obedecen los principios que acabamos de exponer. Sin embargo, en términos prácticos existen grandes diferencias entre las características de resistencia de los diversos suelos debido a: a) diferencias de permeabilidad y, por tanto, de la velocidad de disipación de las sobrepresiones intersticiales; y b) diferencias en la capacidad del agua intersticial para resistir tensiones capilares.

En este capítulo se hacen algunas consideraciones importantes respecto a las deformaciones.

1. En primera aproximación, la relación $e - \bar{\sigma}$ en compresión confinada es la misma para un proceso con drenaje (lento) como para incrementos de carga sin drenaje seguidos de intervalos de consolidación.
2. Cualquiera que sea la forma en que los esfuerzos tangenciales se aproximan a la resistencia al corte en un proceso de carga sin drenaje, las deformaciones producidas por esta carga sin drenaje seguida de consolidación serán mayores que las que tendrían lugar si los mismos esfuerzos se aplicaran lentamente.

PROBLEMAS

28.1 Con referencia a la Fig. 28.4, suponiendo que $u_r = -\sigma_c$, que el suelo está saturado y que $A = 1/3$, escribir las expresiones de los parámetros de presiones intersticiales y los esfuerzos efectivos en las fases 2 y 3.

28.2 Con referencia a las Figs. 28.7 y 28.10 obténgase la resistencia al corte y la humedad al fallar de muestras consolidadas bajo un esfuerzo efectivo de 1.1 kg/cm^2 .

- a. Carga de compresión triaxial, con drenaje.
- b. Carga de compresión triaxial, sin drenaje.
- c. Descarga en compresión triaxial, con drenaje.
- d. Descarga en compresión triaxial, sin drenaje.

28.3 Con referencia a las Figs. 28.8 y 28.11 determínese la resistencia al corte y la humedad al fallar de

muestras consolidadas a 8.5 kg/cm^2 y descargadas posteriormente a 1.1 kg/cm^2 . Resuélvase los mismos cuatro casos del problema 28.2.

28.4 Con referencia a las Figs. 28.7 y 28.13, una muestra de arcilla se consolida primero normalmente bajo un esfuerzo efectivo de 1.1 kg/cm^2 . A continuación, sin

permitir el drenaje, se aumenta la presión de la cámara a 4.6 kg/cm^2 . Después, impidiendo también el drenaje, la muestra se somete a compresión triaxial. Determinese la resistencia al corte y los valores de $\bar{\sigma}_1$, $\bar{\sigma}_3$ y la presión intersticial al fallar. (*Indicación:* Trácense las trayectorias de esfuerzos totales y efectivos).

CAPITULO 29

Resistencia al corte sin drenaje

El corte sin drenaje se presenta en problemas prácticos cuando las cargas exteriores varían a una velocidad mucho mayor que aquella a la que pueden disiparse las presiones intersticiales inducidas. En el capítulo 27 vimos que las sobrepresiones intersticiales se disipan bastante lentamente en una arcilla y en forma relativamente rápida en una arena. La condición de corte sin drenaje tiene, por tanto, gran importancia práctica en el caso de las arcillas. En las arenas, la resistencia sin drenaje carece relativamente de importancia con cargas estáticas, pero puede ser crítica en problemas con cargas dinámicas.

En este capítulo estudiaremos la magnitud de la resistencia al corte sin drenaje en diversos casos. En el capítulo 28 vimos la influencia de algunos factores importantes: la resistencia al corte sin drenaje aumenta *a)* al disminuir la humedad, *b)* al aumentar la presión de consolidación, y *c)* al aumentar la presión de preconsolidación. Volveremos a comentar estos factores al final de este capítulo. Comenzaremos ahora por considerar la influencia de otros factores diversos.

29.1 RESISTENCIA AL CORTE SIN DRENAJE DE UNA ARENA SATURADA

El comportamiento de las arenas saturadas en un proceso de corte sin drenaje es básicamente similar al que se ha descrito para las arcillas. Es decir, se inducen presiones intersticiales positivas o negativas según que la arena tiende a disminuir o a aumentar de volumen en el corte con drenaje. Las Figs. 29.1 y 29.2 muestran los resultados típicos de pruebas CSD en una arena suelta y en una arena moderadamente compacta. Ambas muestras se sometieron a un esfuerzo efectivo de 0.7 kg/cm^2 al final de la fase 2, antes de aumentar el esfuerzo axial en la fase 3. La Fig. 29.2 muestra las trayectorias de esfuerzos efectivos de estas pruebas junto con las trayectorias de esfuerzos que existirían en pruebas con drenaje. En ambos casos se moviliza completamente el ángulo de fricción $\bar{\phi}$ en una fase relativamente temprana del proceso de carga (es decir, la trayectoria de esfuerzos efectivos alcanza la línea de falla) pero la resistencia al corte continúa aumentando debido a que las variaciones de presión intersticial dan lugar a un aumento de los esfuerzos efectivos.

Avanzando un paso más, puede decirse que la resistencia al corte sin drenaje de todos los suelos es prácticamente semejante a la descrita para las arcillas. La trayectoria de esfuerzos efectivos en el corte sin drenaje de un suelo depende de la tendencia a la expansión o contracción en el proceso de corte; es decir, depende de la compacidad inicial, considerada respecto al esfuerzo efectivo inicial. Las trayectorias de esfuerzos efectivos pueden adoptar una amplia variedad de formas como se aprecia en las Figs. 28.8 y 29.2.

Cavitación del agua intersticial

En una arena, no es posible que el agua intersticial quede a presiones inferiores a -1 atm . Si la presión intersticial cae por debajo de este límite, el agua intersticial entrará en cavitación. Por ello, con el fin de conseguir los resultados que aparecen en la Fig. 29.1 para una arena de compacidad media, la presión intersticial inicial debía haber sido como mínimo de 3.8 kg/cm^2 ; por ejemplo, una presión intersticial inicial de 5 kg/cm^2 junto con una presión de la cámara de 6 kg/cm^2 .

La Fig. 29.3 muestra los resultados típicos de una prueba en la que el agua intersticial entró en cavitación para una deformación axial algo inferior al 5%. A partir de este punto, la muestra no pudo conservar el volumen constante aunque la prueba se realizaba sin drenaje. La presión intersticial, y por tanto $\bar{\sigma}_3$, permanecieron constantes después de producirse la cavitación y entonces el comportamiento fue prácticamente el mismo que en un proceso de corte con drenaje. Estos resultados nos recuerdan un hecho importante: la resistencia al corte no viene controlada por la humedad del suelo sino más bien por la compacidad del esqueleto mineral.

Si se produce la cavitación en el corte sin drenaje, la resistencia al corte máxima sin drenaje no dependerá únicamente del esfuerzo efectivo inicial. Por el contrario, el esfuerzo de confinamiento total tendrá también influencia sobre la resistencia. Por ejemplo, consideremos la influencia de σ_3 sobre los resultados que aparecen en la Fig. 29.3. Este efecto se muestra en la Tabla 29.1. Al preparar esta tabla se supuso que el agua intersticial cavitaba en ambas pruebas. El cociente $\bar{\sigma}_{1f}/\bar{\sigma}_{3f}$ debe ser el mismo

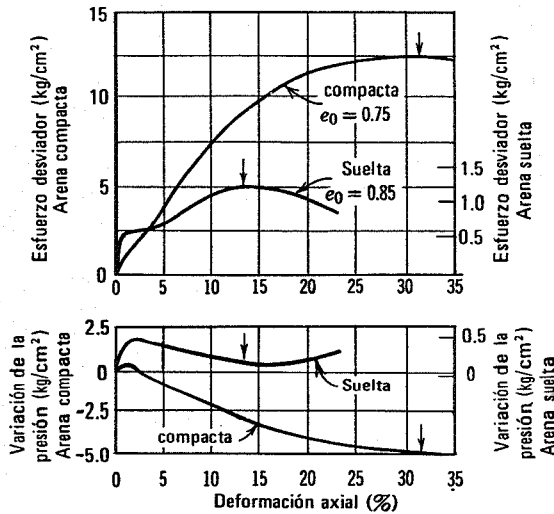


Fig. 29.1. Curvas esfuerzo-deformación en la prueba triaxial sin drenaje de una arena saturada (según Leonards, 1962).

para ambas pruebas, como puede comprobarse por los resultados de la Fig. 29.3.

Es muy probable que se produzca la cavitación en el corte sin drenaje de una arena compacta saturada. Con una arena compacta uniforme de tamaño medio y granos redondeados se producirá la cavitación a no ser que la presión inicial del agua intersticial sea de unas 100 atmósferas. En arenas más típicas, se producirá la cavitación en muestras compactas, al aplicarles esfuerzo cortante, a no ser que la presión inicial del agua intersticial sea de 15 a 30 atmósferas. La falla por corte a volumen constante de la arena saturada se producirá, por tanto, únicamente en arenas de compacidad media a suelta.

El concepto $\phi = 0$.

Si se realiza una serie de pruebas SCSD sobre muestras de arena fina de compacidad media a suelta se encontrará que es aplicable el principio $\phi = 0$ excepto con presiones de confinamiento muy bajas. En la Fig. 29.4 todas las muestras tenían el mismo esfuerzo efectivo inicial ($\bar{p}_o = 0.37 \text{ kg/cm}^2$) pero diferentes presiones de la cámara y diferentes presiones intersticiales iniciales. Con presiones de la cámara bajas (al igual que las presiones intersticiales iniciales) se produce la cavitación en el proceso de corte.

Siempre que no exista cavitación, la resistencia al corte sin drenaje dependerá únicamente de \bar{p}_o y el concepto $\phi = 0$ es aplicable a las arenas al igual que a las arcillas. Realmente el hecho de que la resistencia sin drenaje sea independiente de las variaciones de esfuerzo total no tiene

Tabla 29.1

	Figura 29.3	Otro caso	Notas
σ_3	2.80 kg/cm ²	4.20 kg/cm ²	Datos
u_f	- 0.84	- 0.84	Cavitación
$\bar{\sigma}_{3f}$	3.64	5.04	$\sigma_3 - u_f$
$\bar{\sigma}_{1f}$	14.55	20.10	
$\sigma_{1f} - \sigma_{3f}$	10.90	14.30	

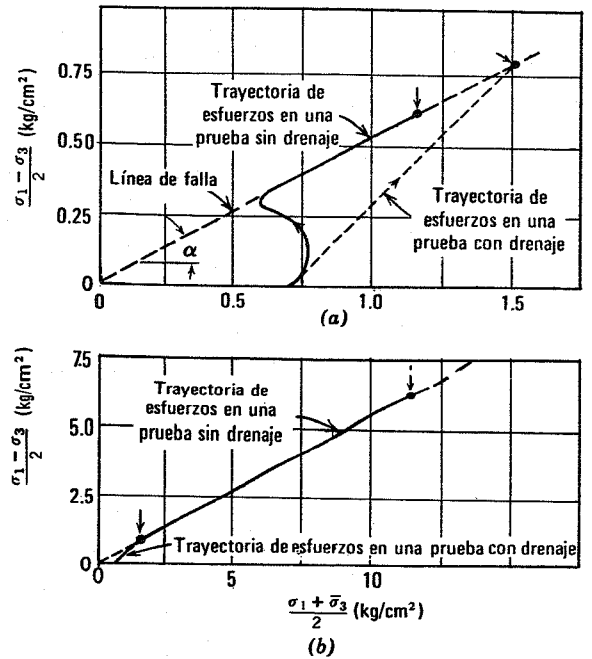


Fig. 29.2. Trayectorias de esfuerzos en la prueba triaxial sin drenaje de una arena saturada. (a) Suelta $e_o = 0.85$. (b) Algo compacta, $e_o = 0.75$.

nada que ver con el mecanismo interno de resistencia al corte.

Estos resultados ponen de manifiesto una diferencia entre el comportamiento resistente sin drenaje de la arena y el de la arcilla: una prueba de compresión simple ($\sigma_3 = 0$) puede servir para obtener la resistencia SCSD de una arcilla, pero no de una arena. Esto se debe a que pueden existir grandes presiones intersticiales negativas en los pequeños poros existentes entre las partículas arcillosas pero no entre los poros mas grandes de las partículas de

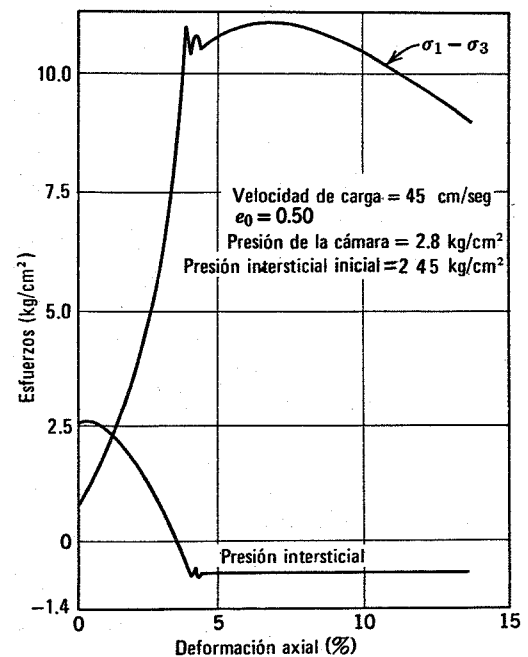


Fig. 29.3. Cavitación en la prueba triaxial sin drenaje de una arena compacta (Según Whitman y Healy, 1962).

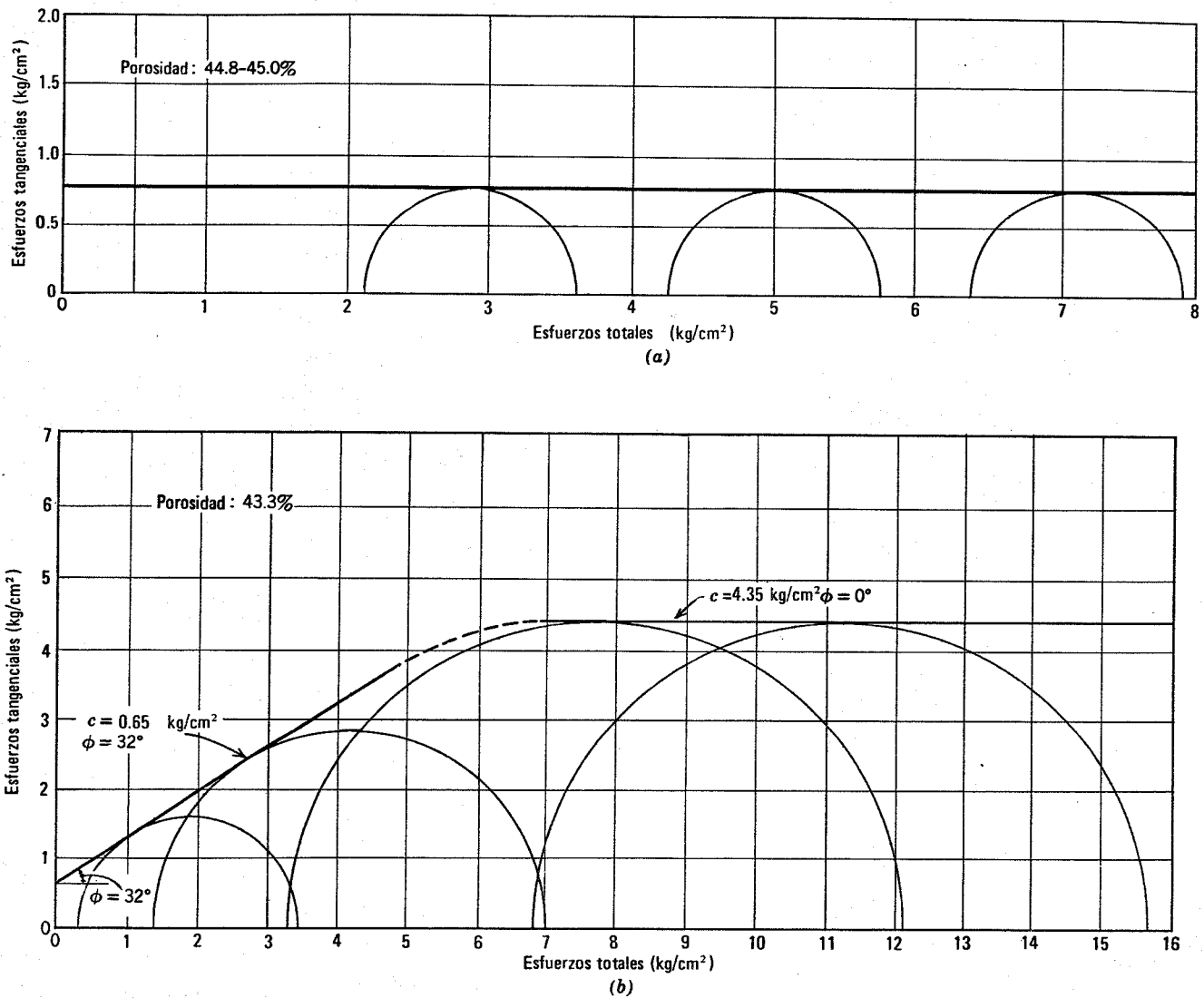


Fig. 29.4. Resultados de pruebas SCSD en arena saturada. Esfuerzo de consolidación = 0,37 kg/cm² totalmente saturada en el instante inicial. (Según Bishop y Eldin, 1950).

arena. El límite de presiones intersticiales antes de producirse la cavitación está relacionado con las tensiones capilares del agua en el suelo (capítulo 16) y con la cohesión aparente que puede existir por encima del nivel freático (capítulo 21).

29.2 ARCILLAS SENSIBLES Y ARENAS MUY SUELTAS

En el capítulo 28 y en la sección anterior hemos resaltado la coincidencia entre la resistencia con o sin drenaje y hemos sugerido que la relación $q_f - \bar{p}_f$ (es decir, la $\bar{c} - \phi$) es la misma para ambas pruebas. Ahora debemos considerar algunas diferencias y excepciones a esta imagen tan simplificada. La más importante de estas excepciones se presenta en el caso de arcillas sensibles y arenas muy sueltas.

La Fig. 29.5 muestra los resultados de una prueba CSD en una muestra inalterada de una arcilla sensible normalmente consolidada.

El esfuerzo desviador alcanza un máximo para una deformación axial bastante pequeña, disminuyendo después con posterior deformación. La presión intersticial continúa aumentando incluso después de alcanzar el máximo del esfuerzo desviador. La trayectoria de esfuerzos efectivos tiene una forma bastante diferente de la que encontramos en la arcilla de Weald ya que ahora el punto q_f, \bar{p}_f que representa la resistencia máxima (punto señalado con una flecha) queda muy por debajo de la relación $q_f - \bar{p}_f$ correspondiente a la resistencia con drenaje.

Este comportamiento se debe a la estructura muy suelta, metaestable, de las arcillas sensibles. El comportamiento de estas arcillas en el corte con drenaje ya se comentó en la sección 21.5: la arcilla sufre una gran disminución de volumen. Consecuentemente, se inducen grandes presiones intersticiales positivas en el corte sin drenaje. Cuando la arcilla se somete a corte sin drenaje, se desarrollan dos tendencias opuestas: a) se moviliza una parte cada vez mayor de la fricción potencialmente disponible; y b) disminuyen los esfuerzos efectivos. Así pues,

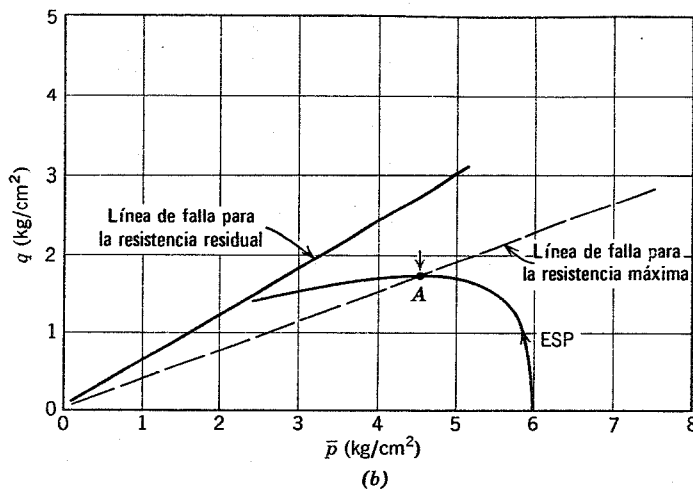
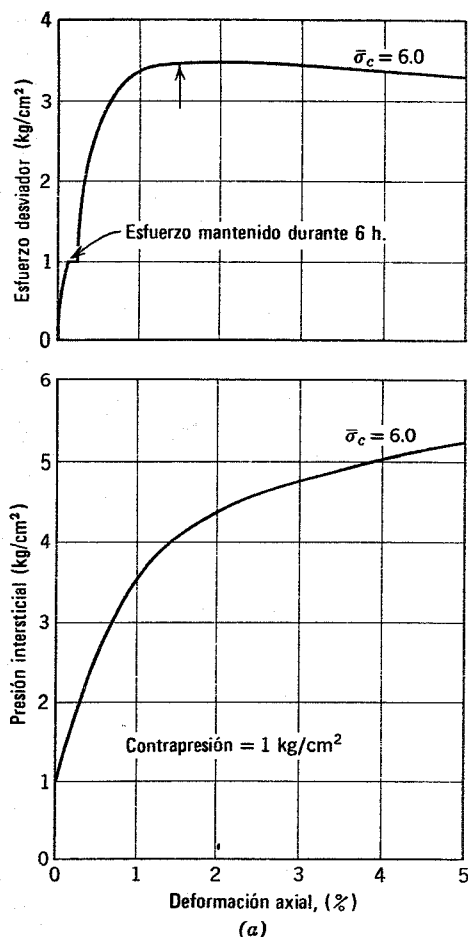


Fig. 29.5. Comportamiento de una arcilla sensible en una prueba de corte sin drenaje. (Según Crawford, 1959).

la resistencia al corte general, que está relacionada con el producto del esfuerzo efectivo por el factor de fricción movilizado, alcanza un máximo antes de desarrollar completamente la resistencia por fricción máxima. Con deformaciones muy grandes, cuando ya se ha movilizado toda la fricción disponible, la resistencia al corte general es pequeña debido a que el esfuerzo efectivo también lo es.

Este punto importante se muestra en el ejemplo 29.1. Adviértase en especial la disminución de $\bar{\sigma}_3$ desde el valor inicial de kg/cm^2 y el gran valor del parámetro de presión intersticial A durante las fases posteriores de la prueba.

Este mismo comportamiento se presenta en arenas muy sueltas, como se puede apreciar por los datos que aparecen en la Fig. 29.6. El esfuerzo desviador máximo en la prueba realizada con arena muy suelta se alcanzó para una deformación axial muy pequeña, de aproximadamente 1/4%. En este punto, el ángulo de fricción movilizado fue de aproximadamente 10° , aunque el ángulo de fricción de la arena en corte con drenaje para esta compacidad era aproximadamente de 30° .

La diferencia entre los ángulos de fricción movilizados para la resistencia máxima en pruebas con o sin drenaje sobre muestras inalteradas de suelos marinos se indica en la Fig. 29.7. La discrepancia es máxima en los suelos con la menor plasticidad - arenas finas y limos. Es decir, la tendencia hacia una estructura metaestable es máxima en suelos relativamente no plásticos.

► Ejemplo 29.1

Datos: Los que aparecen en la Fig. 29.5.

Problema: Determinar los esfuerzos efectivos principales, el ángulo de fricción movilizado y el parámetro de presión intersticial A , a) para una deformación axial del 1.5%; b) al final de la trayectoria de esfuerzos efectivos (aproximadamente para un 8% de deformación axial).

Solución:

Deformación (%)	1,5	8	
$\bar{\sigma}_1$ (kg/cm ²)	6.25	3.8	$\bar{p} + q$
$\bar{\sigma}_3$ (kg/cm ²)	2.75	1.0	$\bar{p} - q$
$\bar{\phi}$ movilizado	23°	36°	$\text{sen}^{-1} q/\bar{p}$
q (kg/cm ²)	1.75	1.4	
Δu (kg/cm ²)	3.25	5.0	$6.0 - \bar{\sigma}_3$
A	0.9	1.8	$\Delta u/2q$

Hemos visto una vez más que el concepto de una relación única $q_f - \bar{p}_f - w_f$ sólo es aplicable con deformaciones muy grandes, aunque el concepto de esta relación nos sirve para entender la conexión entre la resistencia con o sin drenaje de los suelos, la relación no es aplicable a la resistencia máxima de suelos con un esqueleto metaesta-

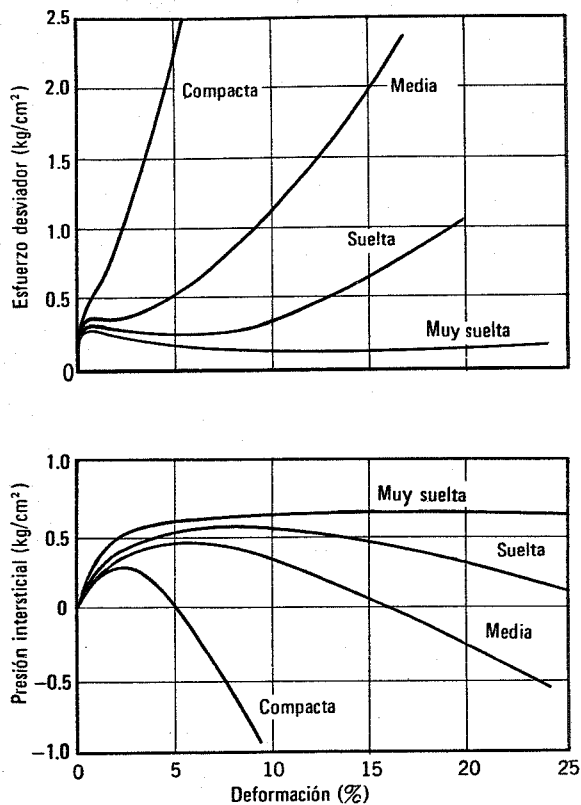


Fig. 29.6. Curvas esfuerzo-deformación en pruebas triaxiales sin drenaje en arenas saturadas con cuatro compactidades. Muestras consolidadas a 0.7 kg/cm^2 . (Según Healy, 1963).

ble. En tales, suelos, como la arcilla de Weald remodelada, la resistencia al corte máxima sin drenaje se produce al mismo tiempo que se moviliza totalmente la resistencia por fricción y la relación $q_f - \bar{p}_f - w_f$ es la misma que en el corte con o sin drenaje.

La pérdida de resistencia por el remoldeo explica el fenómeno de la licuefacción en arcillas sensibles y arenas muy sueltas. Si una ladera de este material empieza a deslizarse, el suelo pierde su resistencia y fluye como un líquido (Fig. 1.13). El fenómeno de licuefacción ha intervenido en numerosos deslizamientos de taludes importantes,

principalmente en el de la presa de Fort Peck (Casagrande, 1965). El que un deslizamiento de este tipo debido a la licuefacción se produzca en una arena depende de que la arena tienda a dilatarse o a disminuir el volumen en el proceso de corte. Casagrande introdujo el concepto de *relación de vacíos crítica* (Taylor 1948). Si una arena posee *in situ* una relación de vacíos superior a la crítica, la arena será muy susceptible de deslizarse como un fluido. La relación de vacíos crítica de la arena fina uniforme con granos subredondeados corresponde a una compactación relativa del 20 a 30% para presiones iniciales efectivas de confinamiento pequeñas (hasta 0.1 kg/cm^2) y a una compactación relativa de aproximadamente el 50% para una presión de confinamiento inicial efectiva¹ de 10 kg/cm^2 .

29.3 RESISTENCIA BAJO CARGAS REPETIDAS

En la aplicación repetida sin drenaje de un esfuerzo de corte es posible que un suelo falle bajo un esfuerzo tangencial menor que la resistencia al corte en el caso de aplicación de una única carga. Esto se produce principalmente cuando la dirección del esfuerzo tangencial se invierte en cada ciclo de carga. Ello se debe a que las sobrepresiones intersticiales no se anulan en la descarga sino que se acumulan, como se indica en la Fig. 29.8. Como las presiones intersticiales aumentan en cada ciclo de carga, la resistencia al corte disminuye. El aumento de presión intersticial viene originado por una redistribución progresiva de las partículas de suelo en cada ciclo de carga sucesivo. En una prueba con drenaje esta reorganización conducirá a una mayor reducción de volumen, pero en una prueba sin drenaje dará lugar a que el suelo esté sometido a un esfuerzo efectivo mucho más pequeño, manteniéndose a volumen constante.

En suelos arenosos, este comportamiento bajo cargas repetidas puede producir una pérdida casi total de la resistencia al corte, semejante a la originada por licuefacción. Este comportamiento, que puede dar lugar a fallas catastróficas durante terremotos (ver el capítulo 31) ha sido estudiado por Seed y Lee (1966). La Fig. 29.9 muestra una serie típica de resultados de pruebas triaxiales con

¹ Datos de Gonzalo Castro en la Universidad de Harvard, 1968.

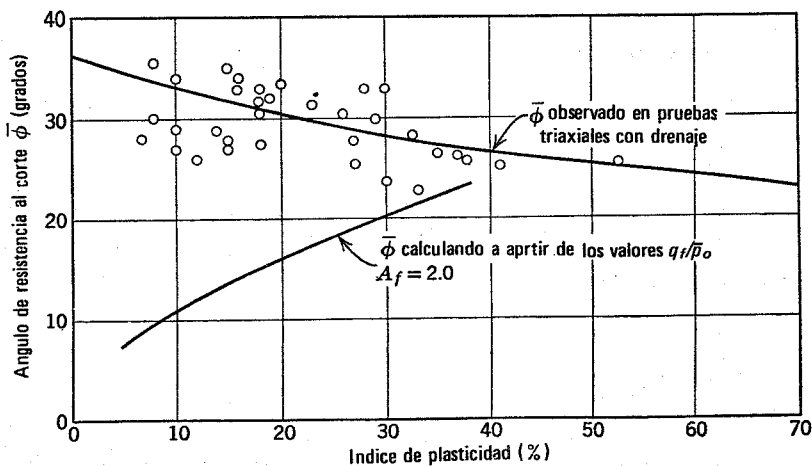


Fig. 29.7. Comparación entre los ángulos de fricción movilizados para la resistencia máxima en pruebas con y sin drenaje.

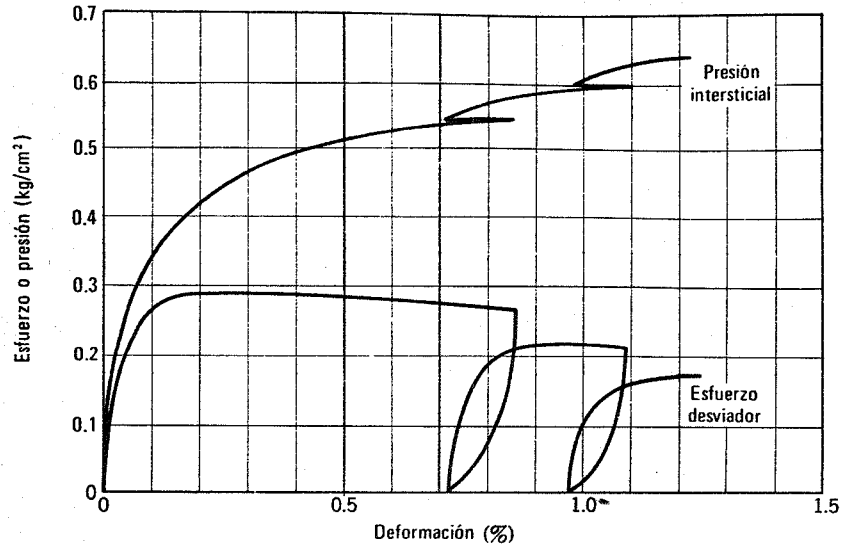


Fig. 29.8. Influencia de la repetición de cargas sobre la resistencia sin drenaje de arena saturada muy suelta. Muestra consolidada a 0.7 kg/cm²; Relación de vacíos = 0.834. (Según Healy, 1963).

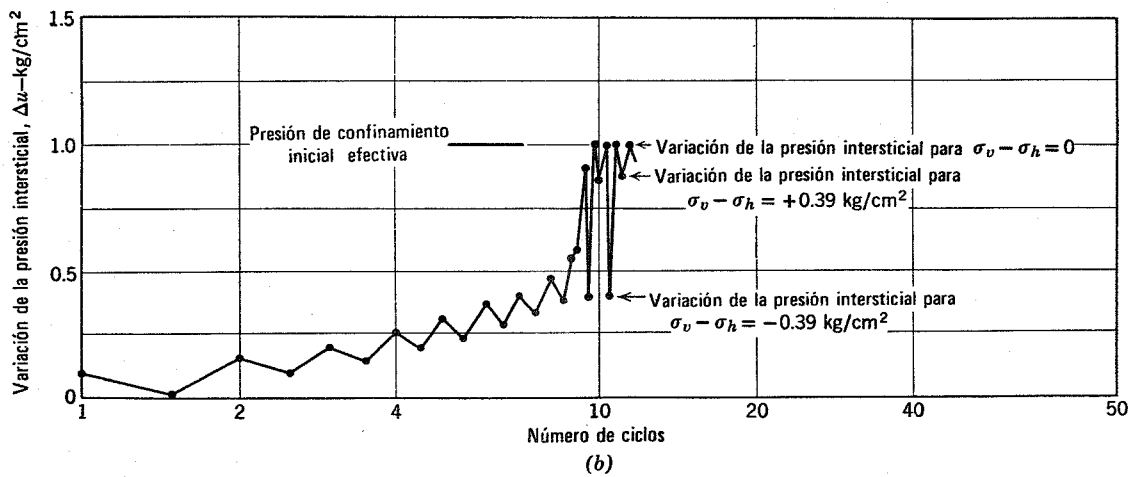
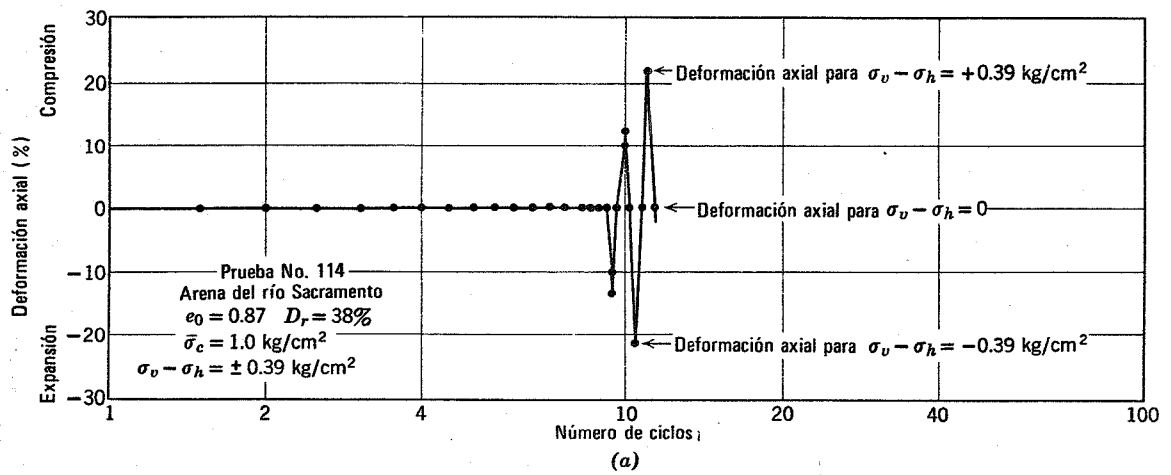


Fig. 29.9. Presiones intersticiales y deformaciones axiales en función del número de ciclos de carga triaxial sobre arena suelta saturada. (a) Deformación axial en función del número de ciclos. (b) Variación observada de la presión intersticial en función del número de ciclos. (Según Seed y Lee, 1966).

carga repetida. En estas pruebas se observó una deformación escasa o nula hasta el 9o. ciclo de carga. En este 9o. ciclo, se produjeron repentinamente grandes deformaciones y al cabo de pocos ciclos estas deformaciones superaron el 20% dando lugar a la falla total. Se habían ido creando presiones intersticiales durante los primeros 8 ciclos y en el 9o. la presión intersticial alcanzó el valor de la presión de confinamiento, de forma que el esfuerzo efectivo lateral se hizo 0. El mismo efecto también se produce, aunque en menor grado (licuefacción parcial o momentánea) en arenas compactas (ver la Fig. 29.10). Como se aprecia en la Fig. 29.11 la relación esfuerzo-deformación bajo cargas repetidas puede quedar muy por debajo a la correspondiente a una carga única. La Fig. 29.12 muestra la relación entre los esfuerzos necesarios para producir la falla (deformación del 20%) y el número de impulsos de carga; esta relación variará según el tipo de arena y su relación de vacíos. La susceptibilidad a la licuefacción es máxima en el caso de arena fina uniforme.

La pérdida de resistencia durante ciclos de carga también se produce en las arcillas (Fig. 29.13) pero la pérdida total de resistencia no tiene lugar hasta que se alcanzan deformaciones muy grandes.

29.4 OTRAS CONDICIONES DE PRUEBA QUE INFLUYEN SOBRE LA RESISTENCIA

En el capítulo 28 introdujimos el concepto de que la trayectoria de esfuerzos efectivos y la resistencia sin drenaje son independientes de la forma en que se aplica la carga. Se dijo que esta regla era solamente aproximada por lo que ahora mencionaremos algunas complicaciones de la misma.

Esfuerzo principal intermedio. La resistencia al corte sin drenaje de un suelo puede reducirse hasta un 20% si la arcilla falla con $\sigma_2 = \sigma_1$ (ensayo de extensión) en lugar de $\sigma_2 = \sigma_3$ (prueba de compresión). Esta diferencia se debe a que las presiones intersticiales inducidas son mayores en la prueba con $\sigma_2 = \sigma_1$ (Hirschfeld, 1958).

Velocidad de deformación. El aumento de la velocidad a la que falla una muestra de suelo saturado hace aumentar la resistencia sin drenaje. Por ejemplo, la resistencia sin drenaje suele aumentar al doble si el tiempo transcurrido hasta la falla se reduce de 1 hora a 5 mseg (Whitman, 1957).

Suele existir acuerdo en que la resistencia al corte sin drenaje es menor en una prueba de larga duración (digamos de varios meses) que en una prueba de duración convencional (varios minutos). Sin embargo, no existe tanta concordancia en cuanto a la magnitud de este efecto del tiempo. Housel (1965) ha sugerido que la resistencia de las arcillas normalmente consolidadas pueden descender hasta el 50% de su valor en pruebas de duración convencional. Otros resultados (por ejemplo Bjerrum y Col. 1958; Peck y Raamont, 1965) sugieren que la reducción no supera el 25% siempre que se empleen muestras de buena calidad.

En pruebas de larga duración en suelos sobreconsolidados la resistencia sin drenaje puede ser muy baja (Casagrande y Wilson, 1951), aunque estos resultados pueden estar influenciados por entradas de agua a las muestras durante las pruebas.

En todos los casos en que ha sido posible medir las presiones intersticiales durante pruebas sin drenaje con diversas velocidades de carga se ha encontrado que la variación de resistencia al corte sin drenaje se debe a una diferencia de la presión intersticial inducida (Richardson y Whitman, 1964). El aumento de la velocidad de deformación significa unas presiones intersticiales inducidas menores.

Duración de la consolidación. El tiempo que el suelo permanece bajo la presión de consolidación (fase 2 de la prueba CSD) tiene influencia sobre la resistencia al corte sin drenaje: cuanto mayor sea el tiempo de consolidación, mayor será la resistencia sin drenaje (Taylor, 1955). Esto también se debe a que las presiones intersticiales inducidas en el proceso de corte son diferentes en pruebas con tiempos de consolidación variables. Probablemente este efecto está asociado con la consolidación secundaria. (capítulo 27). Cuanto más tiempo permanece una muestra bajo la presión de consolidación más compacta resulta y, por tanto, menores son las presiones intersticiales inducidas en el proceso de corte.

Discusión. Las variaciones de temperatura, concentración de iones en el fluido intersticial y otros cambios ambientales también pueden modificar la magnitud de la presión intersticial inducida en el corte sin drenaje y, por tanto, harán variar la resistencia al corte.

Los factores descritos en esta sección tienen un escaso efecto sobre la relación $q_f - \bar{p}_f$ (tanto en lo que se refiere a la resistencia máxima como a la residual). Sin embargo, la magnitud de las presiones intersticiales inducidas en el proceso, es moderadamente susceptible a los detalles del proceso de carga.

29.5 CONSOLIDACION BAJO ESFUERZOS NO ISOTROPOS

Hasta ahora hemos estudiado únicamente el caso en el que, antes de la falla por corte, el suelo se consolida bajo un esfuerzo isotropo, es decir $\bar{\sigma}_{10} = \bar{\sigma}_{30}$. Como se ha demostrado que el estado de esfuerzos antes de la falla por corte no tiene una influencia decisiva sobre la resistencia sin drenaje, es natural preguntarse qué sucedería si $\bar{\sigma}_{30} < \bar{\sigma}_{10}$. Por ejemplo, los suelos naturales suelen estar consolidados *in situ*, en un estado k_σ :

$$\bar{\sigma}_{30} = \bar{\sigma}_h = K_0 \bar{\sigma}_v = K_0 \bar{\sigma}_{10}$$

Teoría

La Fig. 29.14 muestra dos trayectorias de esfuerzos efectivos que pueden seguirse para llegar a un estado q_o , \bar{p}_o dado. La trayectoria 1 supone una deformación lateral nula durante cualquier fase del proceso de carga, aunque los esfuerzos tangenciales están presentes en todo el proceso. La segunda trayectoria supone una primera consolidación bajo un esfuerzo isotropo (trayectoria 2A con una deformación lateral hacia el interior) seguida de un corte sin drenaje hasta que se alcanza el estado de esfuerzos q_o , \bar{p}_o (trayectoria 2B con deformación lateral hacia afuera). Se ha encontrado que ambas trayectorias conducen aproximadamente a la misma humedad para el estado de esfuerzos \bar{p}_o , q_o (Henkel, 1960).

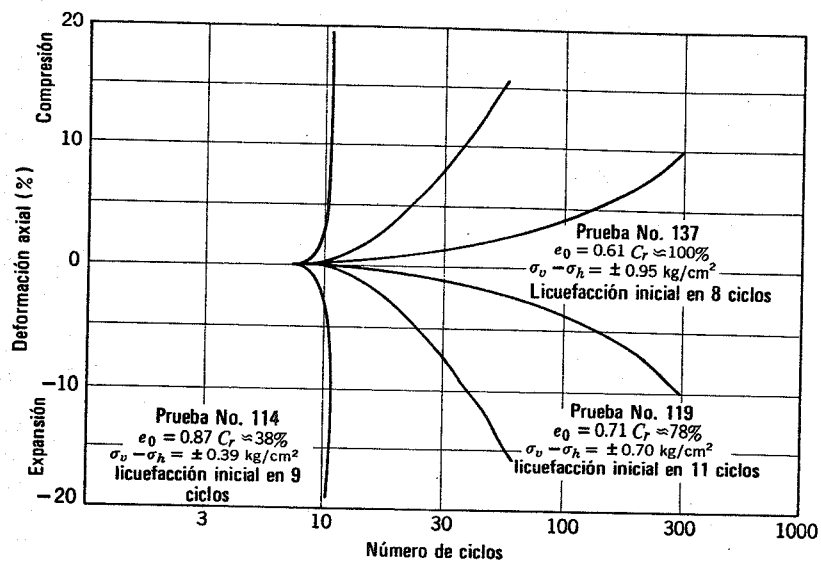


Fig. 29.10. Deformación axial en función del número de ciclos de carga para arenas saturadas con diversas compacidades iniciales. Arena del río Sacramento, $\sigma_o = 1 \text{ kg/cm}^2$ (Según Seed y Lee, 1966).

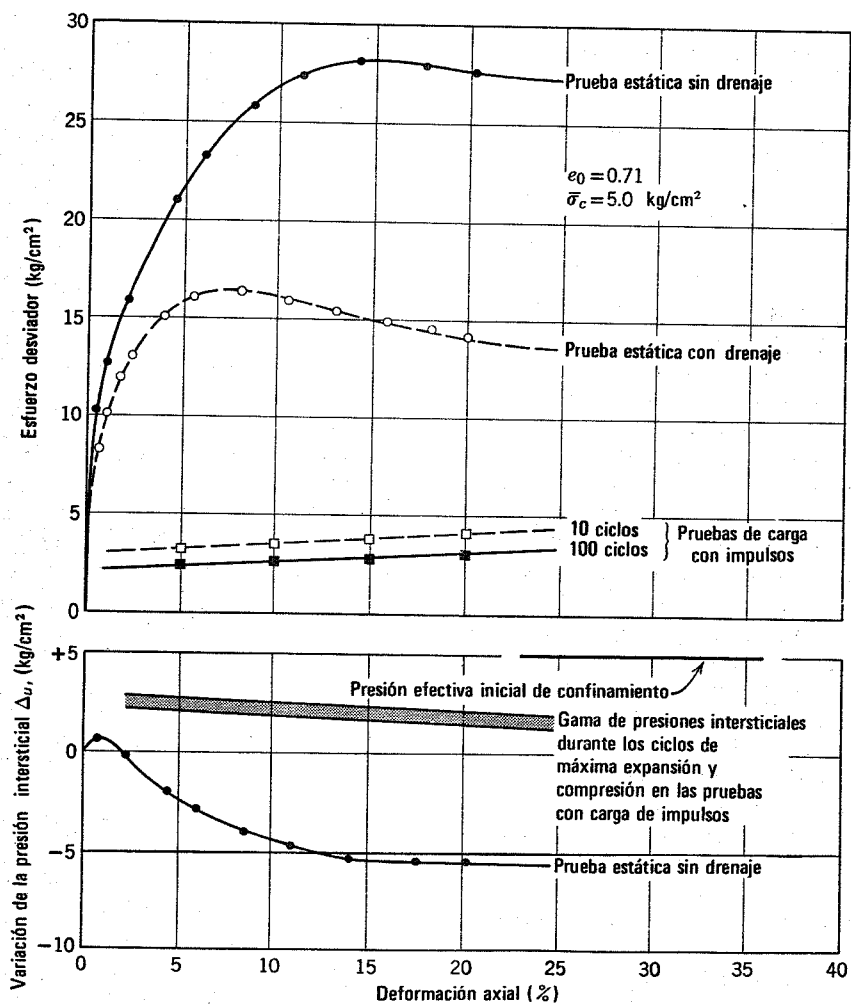


Fig. 29.11. Comparación entre las resistencias y presiones intersticiales con carga estática o repetida. Arena del río Sacramento. (Según Seed y Lee, 1966).

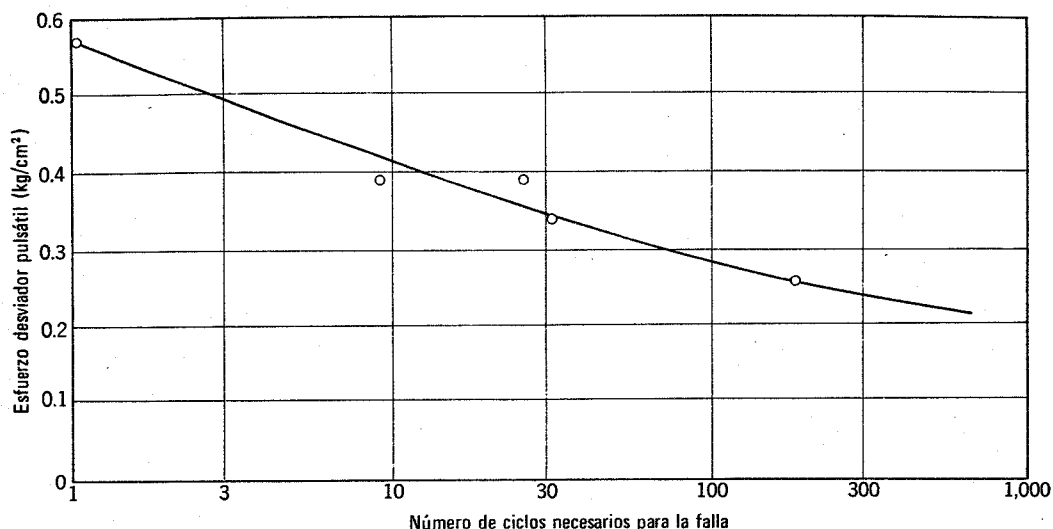


Fig. 29.12. Relación entre el esfuerzo desviador pulsátil y el número de ciclos necesarios para producir la rotura. Arena del río Sacramento. Relación de vacíos inicial = 0.87, esfuerzo de confinamiento inicial = 1.0 kg/cm² (Según Seed y Lee, 1967).

La muestra consolidada según la trayectoria de esfuerzos 1 se somete a corte sin drenaje. Parecería razonable que la trayectoria de esfuerzos efectivos en esta prueba fuera simplemente la prolongación de la trayectoria de esfuerzos $2B$. Es decir, la resistencia al corte sin drenaje de una muestra normalmente consolidada en el estado K_0 hasta la humedad w_0 es igual que la resistencia al corte sin drenaje de una muestra normalmente consolidada bajo un esfuerzo isotrópico, hasta el mismo contenido de humedad w_0 . Esta conclusión es simplemente una aplicación del principio de que, en primera aproximación, la resistencia al corte sin drenaje está relacionada unívocamente con la humedad. Adviértase que el esfuerzo tangencial adicio-

nal desarrollado en el corte sin drenaje es una parte bastante pequeña de la resistencia al corte total.

Para facilitar el entendimiento de este principio respondamos a la siguiente cuestión. Supongamos que tenemos dos muestras normalmente consolidadas bajo el mismo $\bar{\sigma}_{10}$. Para la muestra A , $\bar{\sigma}_{30} = \bar{\sigma}_{10}$, mientras que para la muestra B , $\bar{\sigma}_{30} = k_0 \bar{\sigma}_{10}$. ¿Cuál es la relación entre la resistencia al corte sin drenaje de ambas muestras? La respuesta a esta cuestión se ha desarrollado en el ejemplo 29.2. La conclusión es que la muestra B es más débil que la muestra A , lo cual podía esperarse ya que \bar{p}_0 es menor para la muestra B que para la A y, por tanto, la muestra B tiene mayor humedad. El cociente entre la resistencia

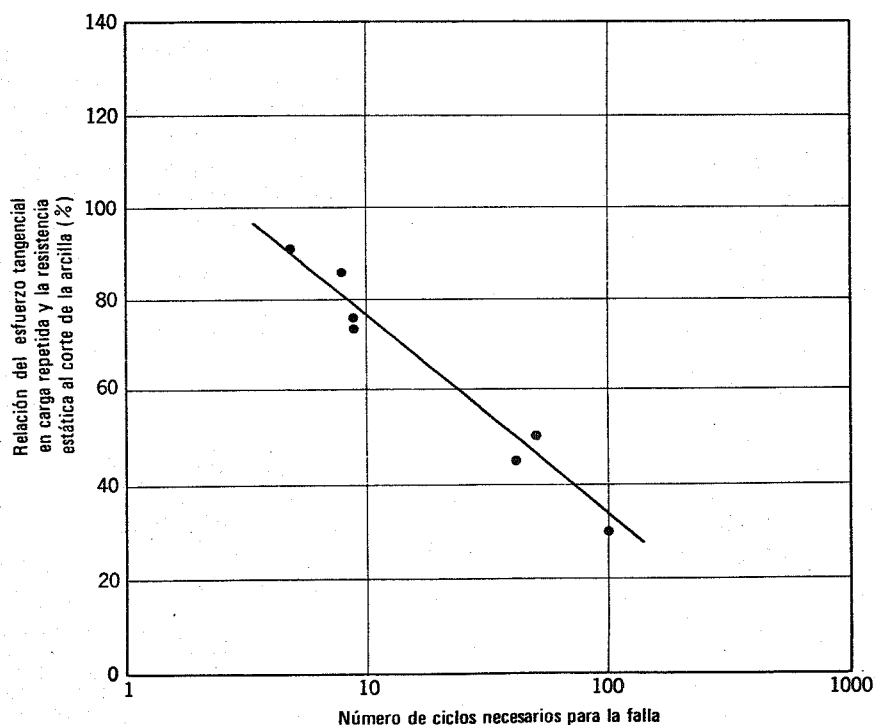


Fig. 29.13. Resistencia de muestras de arcilla limosa, sometidas a cargas repetidas (según Seed y Wilson, 1967).

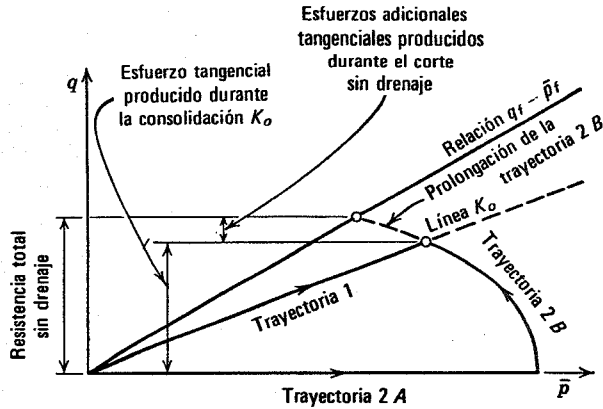


Fig. 29.14. Teoría del corte sin drenaje a partir del estado K_0 .

de la muestra *B* y la de la muestra *A* suele estar comprendido entre 0,75 y 1,0.

Así pues (suponiendo que la teoría anterior es correcta), si se reproduce un estado real de consolidación K_0 mediante una consolidación isotrópica, bajo un mismo $\bar{\sigma}_{10}$, la resistencia sin drenaje se sobreestimarán con un error que puede llegar hasta el 33% en el caso de suelos normalmente consolidados.

Resultados experimentales

En la Fig. 29.15 se muestra una trayectoria de esfuerzos típica para el corte sin drenaje de una arcilla consolidada en el estado K_0 . La trayectoria de esfuerzos se desvía considerablemente de la prevista, probablemente debido a que la arcilla ha permanecido en el estado de consolidación (punto inicial) durante un cierto tiempo en el lugar de pasar rápidamente por tal estado. La magnitud de la resistencia máxima sin drenaje es algo mayor que la que indica la teoría. Ladd (1963) ha publicado datos experimentales, sobre la resistencia relativa sin drenaje de arcillas consolidadas isotrópica o anisótricamente.

29.6 REMOLDEO Y PERTURBACION

En muchos suelos existe una gran diferencia entre la resistencia al corte máxima del suelo tal como existe en el terreno y la resistencia máxima del suelo después de remoldeado sin variación de humedad. El cociente entre la resistencia inalterada y la remoldeada se ha definido como *sensibilidad*.

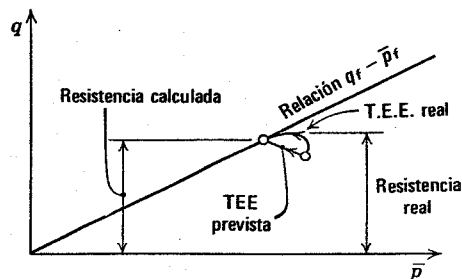


Fig. 29.15. Trayectoria típica real de esfuerzos efectivos para corte sin drenaje a partir del estado K_0 .

La Fig. 29.16 muestra las trayectorias de esfuerzos en el corte sin drenaje de muestras inalteradas y remoldeadas de arcilla sensible. Ambas muestras tienen la misma humedad pero están sometidas a esfuerzos efectivos diferentes. En el remoldeo, la mayor parte de los esfuerzos efectivos que han sido soportados por el esqueleto mineral se transmiten al agua intersticial. La Fig. 29.17 ayudará a entender lo que ha sucedido. Los procesos físicos que tienen lugar en el remoldeo se han comentado en el capítulo 7.

Puede decirse que no existe una muestra *totalmente* inalterada. En ocasiones el suelo estudiado en un problema real puede dejarse al descubierto por excavación y puede tallarse a mano un bloque de muestra. Este proceso permite obtener muestras de elevada calidad. Desgraciadamente el caso usual es que la muestra de suelo se extraiga mediante un tomamuestras introducido en el suelo a través de un sondeo. La calidad de la muestra obtenida por este proceso tiende a ser considerablemente inferior a la obtenida cortando un bloque manualmente.

Incluso aunque los procesos de corte de un trozo de suelo del terreno, transporte al laboratorio, tallado de una muestra para prueba y montaje de dicha muestra en el aparato triaxial, se hicieran de manera "perfecta", existiría un cambio inevitable en los esfuerzos que actúan sobre el suelo. El suelo en el terreno está sometido a un sistema de esfuerzos totales que se elimina completamente en el instante de montar la muestra en el aparato de corte. Consideremos, por ejemplo, una muestra de suelo consolidada bajo un sistema K_0 de esfuerzos efectivos, como corresponde al punto *C* de la Fig. 29.18. En el instante de extraer el elemento de suelo del terreno y colocarlo en el aparato de prueba, todos los esfuerzos totales se han eliminado y las presiones del agua intersticial resultan negativas, dando lugar a un esfuerzo efectivo isotrópico $\bar{\sigma}_{ps}$, representado por el punto *H*. En otras palabras, la muestra sometida en el terreno a los esfuerzos efectivos representados por el punto *C*, se encontraría bajo los esfuerzos efectivos correspondientes al punto *H* en el laboratorio si se hubiera realizado una extracción de muestras perfecta. (El punto *H* se determina cargando la muestra en el laboratorio hasta el punto *C*, eliminando los esfuerzos totales y midiendo la presión intersticial negativa. El esfuerzo efectivo $\bar{\sigma}_{ps}$ es igual a la presión intersticial negativa).

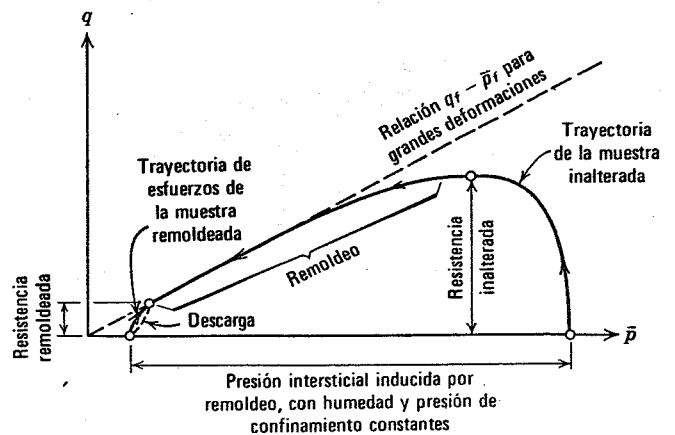


Fig. 29.16. Trayectorias de esfuerzos de suelos inalterados y remoldeados.

► Ejemplo 29.2

Datos: La relación $\bar{p}_f - q_f$ y el valor A para el corte sin drenaje partiendo de la consolidación isótropa.

Problema: Calcular la resistencia al corte sin drenaje partiendo de la consolidación K_o .

Solución. De acuerdo con la ecuación 28.2 la resistencia al corte sin drenaje es proporcional al esfuerzo isotrópico correspondiente a la trayectoria de esfuerzos apropiada:

$$\frac{(q_f)_B}{(q_f)_A} = \frac{(\bar{p}_0')_B}{(\bar{p}_0)_A}$$

Muestra A:

$$(\bar{p}_0)_A = \bar{\sigma}_{10} \quad (\text{dato})$$

Muestra B:

$$\bar{p}_0' = \bar{p}_0 + (2A_0 - 1)q_0$$

donde A_0 es el valor de A para la carga hasta el estado K_o

$$\bar{p}_0 = \frac{1 + K_0}{2} \bar{\sigma}_{10}$$

$$q_0 = \frac{1 - K_0}{2} \bar{\sigma}_{10}$$

$$\begin{aligned} \bar{p}_0' &= \bar{\sigma}_{10} \left[\frac{1 + K_0}{2} + (2A_0 - 1) \frac{1 - K_0}{2} \right] \\ &= \bar{\sigma}_{10} [K_0 + A_0(1 - K_0)] \end{aligned}$$

Por tanto,

$$\frac{(q_f)_B}{(q_f)_A} = K_0 + A_0(1 - K_0) \quad \leftarrow \text{Respuesta}$$

A_0 suele ser algo menor que A_f ; por ejemplo, $0.5 < A_0 < 1$. K_o suele tener valores típicos comprendidos entre 0.65 y 0.5.

$K_o \backslash A_0$	1.0	0.5
0.5	1.0	0.75
0.65	1.0	0.82

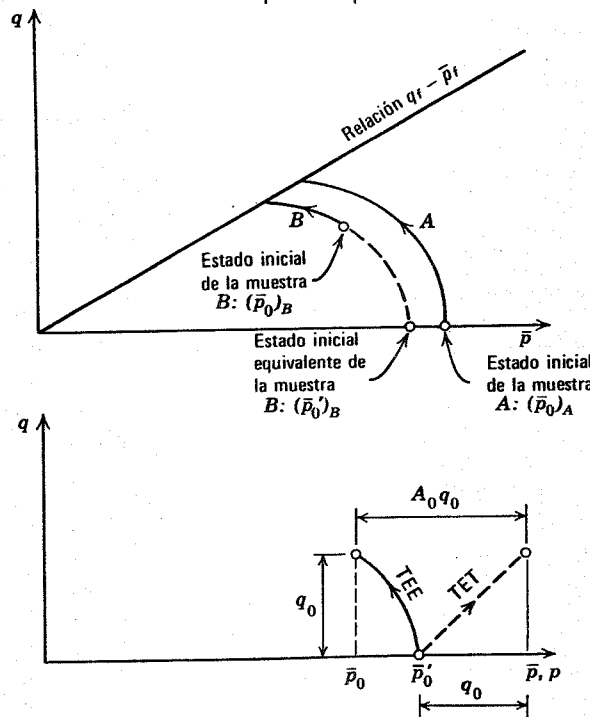


Fig. E29.2.

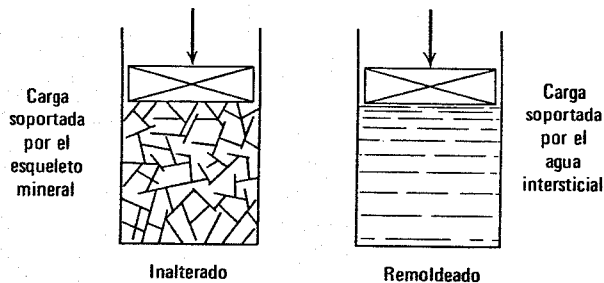


Fig. 29.17. Mecanismo de la transmisión de cargas durante el remoldeo.

Desgraciadamente, el proceso de extracción, tallado y montaje de la muestra de suelo en el aparato de prueba puede tener una influencia importante sobre la estructura del suelo. Todas las variaciones en la estructura del suelo asociadas con la operación de toma de muestras se denominan "perturbación" o alteración de la muestra. Muchos investigadores han estudiado la perturbación de un suelo por ejemplo Hvorslev 1949, Schmertmann, 1955; Ladd y Lambe 1963, Skempton y Sowa, 1963).

Una indicación sobre la gran influencia de la perturbación en una arcilla puede obtenerse midiendo la presión intersticial negativa en la muestra de suelo antes de la prueba, comparándola con la que existiría si la extracción de la muestra hubiera sido "perfecta". Los resultados presentados en la Fig. 29.18 para la arcilla de Kawasaki muestran que el esfuerzo medido $\bar{\sigma}_s$ es aproximadamente $1/3$ del obtenido con una toma de muestras "perfecta" $\bar{\sigma}_{ps}$. En otras palabras, la perturbación durante la operación de extracción de muestras da lugar a una destrucción de casi $2/3$ del esfuerzo efectivo en la muestra alterada (la trayectoria real de esfuerzos en los puntos C e I no se conoce; únicamente se conocen las posiciones de los dos puntos C e I).

La Fig. 29.18 ilustra también la influencia de la perturbación debida a la toma de muestras sobre la resistencia al corte sin drenaje. Cuando el elemento de suelo en el terreno se carga hasta fallar, se obtiene la trayectoria de esfuerzos CD en la Fig. 29.18. Cuando se extrae del terreno una muestra en el punto C , se lleva al laboratorio, se prepara un espécimen y se realiza una prueba de compresión simple, se obtiene la trayectoria de esfuerzos efectivos IJ . Desgraciadamente la prueba de compresión simple da una resistencia al corte sin drenaje de solamente el 40% de la existente *in situ*. Además, la prueba de compresión simple requiere una deformación cinco veces mayor para alcanzar la falla que la necesaria para el proceso de carga desde C hasta D . Este es el efecto habitual de la perturbación: aumenta las deformaciones para una carga dada.

Una forma posible para evitar la deformación del terreno es utilizar pruebas *in situ* para obtener datos esfuerzo-deformación y resistencias. Este método, aunque evidente, no es fácil de aplicar. Las pruebas de campo a pequeña escala solicitan una pequeña fracción del terreno que quedará bajo la estructura real. Frecuentemente el suelo que presenta más interés queda muy por debajo de la superficie del terreno. Si se excavara un pozo de forma que la prueba de campo pudiera realizarse al nivel en

cuestión, el terreno habría sufrido una variación de esfuerzos semejante a la que se introduce por efecto de la extracción de las muestras. Además, la interpretación de pruebas de campo suele ser difícil debido a las inciertas condiciones de contorno en el terreno.

29.7 METODOS PRACTICOS PARA DETERMINAR LA RESISTENCIA AL CORTE SIN DRENAJE

La Tabla 29.2 resume algunos de los métodos más usuales para medir la resistencia al corte sin drenaje. La sonda de veleta se comentó en el capítulo 7 al igual que la denominada prueba de penetración estándar. La Tabla 7.4 da una correlación entre la resistencia a compresión simple (doble de la resistencia al corte sin drenaje) y el número de golpes en la prueba de penetración estándar. Todos los métodos de laboratorio dependen de la obtención de buenas muestras inalteradas.

Si hubiera realmente una relación única entre q_f , \bar{p}_f y w_f , todos estos métodos en los que la falla del suelo se produce con la humedad *in situ* darían la misma resistencia al corte sin drenaje. En realidad, como hemos visto, la relación $q_f - \bar{p}_f - w_f$ sólo es única de forma aproximada y la resistencia sin drenaje es sensible a los detalles de la carga aplicada. Como los detalles de carga difieren entre los diversos métodos de la Tabla 29.2, es natural que cada uno de ellos dé resultados algo diferentes de los demás. Debido a la perturbación por la extracción de las muestras, las pruebas de compresión simple, incluso sobre muestras de buena calidad, suelen subestimar la resistencia al corte *in situ*, frecuentemente con un factor de 2 o incluso más. El empleo de pruebas CSD compensa los efectos de la perturbación; de hecho, tales pruebas suelen subestimar la resistencia ya que el peso específico del suelo aumenta en la reconsolidación debido a que la perturbación hace aumentar la compresibilidad del esqueleto mineral. Aunque en los párrafos anteriores se han resaltado las dificultades inherentes a la extracción de muestras, las medidas *in situ* tampoco carecen de dificultades. La prueba de penetración estándar proporciona una estimación tosca de la resistencia. También existen problemas con la veleta debido a la perturbación creada al introducir el aparato en el terreno, la velocidad de corte, etc. Generalmente (pero no siempre) se ha encontrado que las pruebas de veleta realizadas adecuadamente y las pruebas de compresión simple sobre muestras inalteradas de calidad dan resistencias que concuerdan con un error del

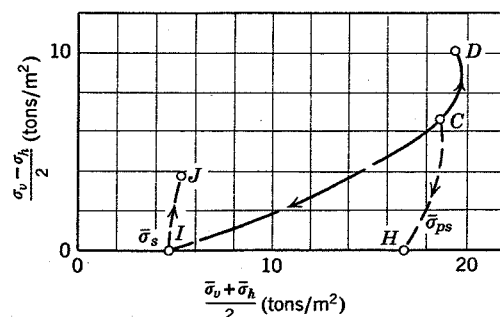


Fig. 29.18. Efecto de la perturbación causada por la toma de muestras.

Tabla 29.2 Métodos normales para medir la resistencia al corte sin drenaje

Método	Observaciones
Medidas <i>in situ</i>	
1. Prueba de veleta	Generalmente se considera que da los mejores resultados, pero su uso está limitado por la resistencia del suelo que se pretende estudiar
2. Prueba de penetración	Da una correlación sólo aproximada con la resistencia
Medidas en muestras inalteradas	
1. Compresión simple	Es la mejor prueba para fines generales, subestima la resistencia debido a que la perturbación disminuye los esfuerzos efectivos
2. Pruebas SCSD con la presión de confinamiento existente <i>in situ</i>	Es la más representativa de las pruebas de laboratorio debido a la compensación de errores
3. Pruebas CSD con la presión de confinamiento existente <i>in situ</i>	Subestima la resistencia debido a que la perturbación da lugar a una menor humedad después de la reconsolidación

25%. La prueba de veleta suele indicar, aunque no siempre, una mayor resistencia para un suelo dado que la prueba de compresión simple.

En resumen, debido a que la resistencia al corte sin drenaje de un suelo es bastante sensible a las condiciones de la prueba, es difícil establecer una resistencia sin drenaje con un error inferior a $\pm 20\%$. En último caso, la comprobación real de todos estos métodos radica en su capacidad para predecir los fallos ocurridos. Volveremos sobre esta cuestión en el capítulo 31.

La elección del método a utilizar para un problema particular dependerá de diversos factores, en especial de la disponibilidad de equipo de laboratorio y de la economía. La sonda de veleta resulta muy útil cuando la resistencia varía considerablemente en una zona y con la profundidad ya que este aparato permite, en un tiempo razonable, realizar muchas medidas para establecer la extensión y tipo de tales variaciones. Por otro lado, cuando las propiedades del suelo son bastante uniformes, el comportamiento del suelo se establecerá más claramente por medio de unas pocas pruebas de laboratorio realizadas cuidadosamente con muestras de buena calidad.

Para arcillas uniformes, normalmente consolidadas, el mejor método consiste en consolidar las muestras bajo esfuerzos efectivos superiores al doble de los existentes *in situ*, corrigiendo así la resistencia al corte sin drenaje en el cociente entre el esfuerzo efectivo *in situ* y el esfuerzo de consolidación utilizado en el laboratorio. Este método corrige los errores debidos a la perturbación de la toma de muestras.

El empleo de métodos avanzados, como las pruebas triaxiales con deformación plana y las pruebas de corte simple, permite una mejor estimación de todas las componentes de los esfuerzos *in situ* y las variaciones de esfuerzos provocadas por la carga.

29.8 MAGNITUD DE LA RESISTENCIA AL CORTE SIN DRENAJE DE DIVERSOS SUELOS

Definimos la resistencia al corte sin drenaje como el valor máximo de q . A partir de aquí utilizaremos en este libro el símbolo s_u para designar la resistencia al corte; es decir $s_u = q_f$ en una prueba sin drenaje.²

Suelo normalmente consolidado

De acuerdo con la ecuación 28.2, la resistencia sin drenaje de un suelo normalmente consolidado aumentará linealmente con el esfuerzo de confinamiento, y por tanto, linealmente con la profundidad. Ya se han mostrado variaciones de resistencia de este tipo en las Figs. 7.7, 7.8 y 7.10.

El cociente entre la resistencia sin drenaje y la sobrecarga de tierras efectiva, $s_u/\bar{\sigma}_{vo}$, resulta muy útil para caracterizar la resistencia sin drenaje de un suelo normalmente consolidado.³ La Fig. 29.19 muestra una correlación entre este cociente y el índice de plasticidad. Las "arcillas especiales" incluyen aquellas que tienen comportamiento tixotrópico o que tienden a dilatarse en el proceso de corte. Muchas arcillas remoldeadas tienen un cociente $s_u/\bar{\sigma}_{vo}$ de aproximadamente 0.3 ± 0.1 .

Relaciones como las de la Fig. 29.19 resultan muy útiles para estimaciones preliminares de la resistencia sin drenaje de suelos normalmente consolidados.

Suelos sobreconsolidados

En los suelos sobreconsolidados la resistencia sin drenaje depende de la presión de consolidación $\bar{\sigma}_v$ así como del valor actual de esta presión. La Fig. 29.20 muestra la relación entre la resistencia al corte sin drenaje de la arcilla de Weald remoldeada y consolidada isotropamente y el cociente \bar{p}_o/\bar{p}_m . El ejemplo 29.3 ilustra el empleo de estos datos para calcular la variación de la resistencia sin drenaje con la profundidad en un caso en el que la erosión ha eliminado parte del terreno superior. Para simplificar el problema, se han supuesto los pesos específicos constantes con la profundidad y una consolidación isotropa. En este ejemplo, la arcilla, a una pequeña profundidad bajo la superficie del terreno actual, tiene considerable resistencia como resultado de la preconsolidación. Si la profundidad de la sobrecarga de tierras eliminada hubiera sido mayor, la curva que relaciona s_u con la profundidad habría sido prácticamente vertical. Existen otros

² El símbolo c se utiliza frecuentemente en la literatura. También se citan a menudo valores de la resistencia a compresión sin drenaje que es igual a $2s_u$.

³ En la literatura este cociente se suele expresar en la forma c/p donde $p = \bar{\sigma}_{vo}$, la cual no coincide con la magnitud p utilizada en este libro.

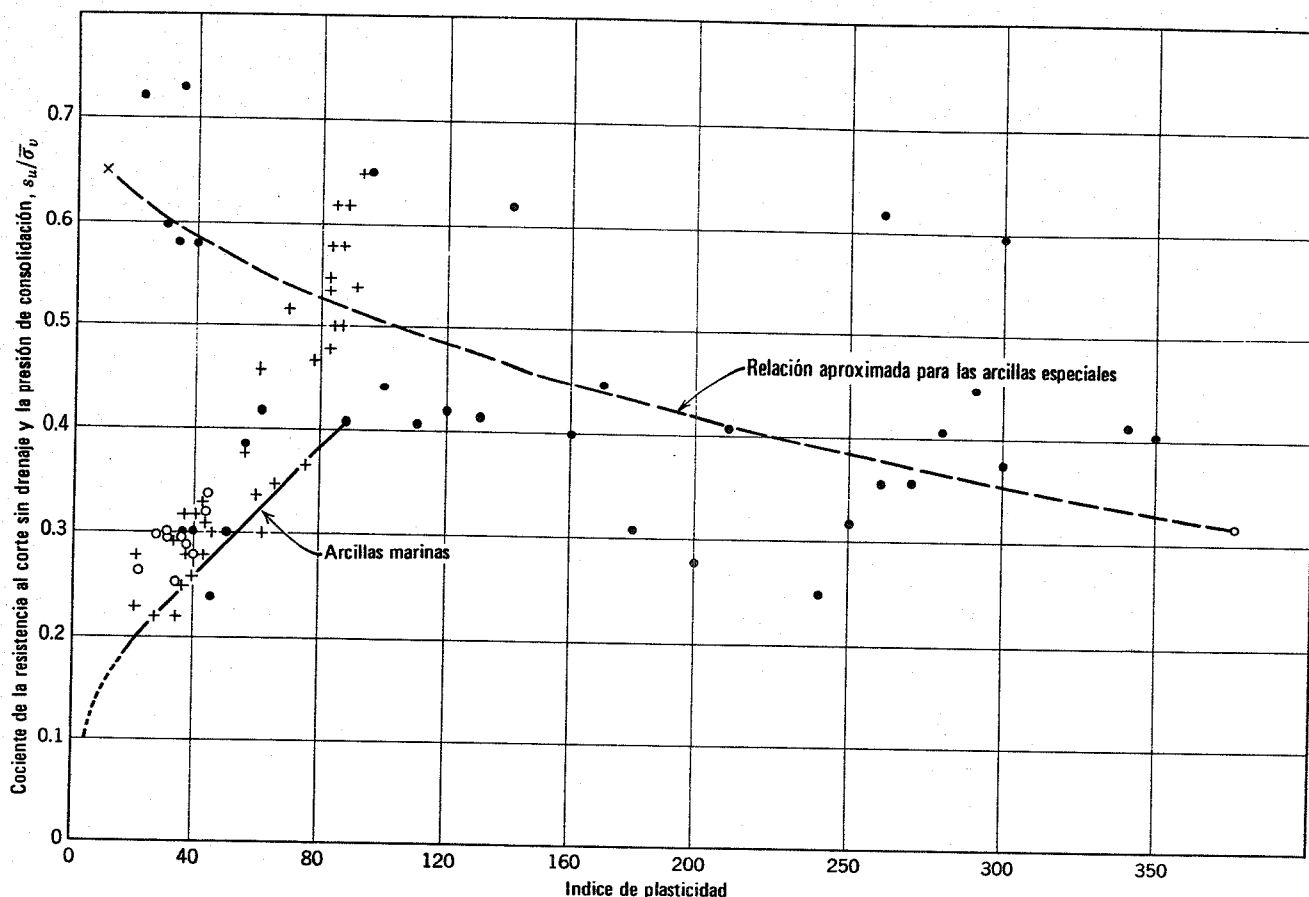


Fig. 29.19. Variación de la relación $s_u / \bar{\sigma}_{10}$ con el índice de plasticidad (según Osterman, 1959).

fenómenos además de la sobrecarga de tierras que pueden producir un efecto de sobreconsolidación: la meteorización, la desecación parcial, y cualquier efecto que tienda a reducir la relación de vacíos de una arcilla blanda normalmente consolidada. La Fig. 7.7b muestra una costa meteorizada en la parte superior de una arcilla blanda normalmente consolidada.

La Fig. 7.9 reproduce la relación resistencia al corte sin drenaje - profundidad para la arcilla de Boston. Acontecimientos pasados se han asociado para hacer que la resistencia sea más o menos constante con la profundidad. Muchos depósitos de arcilla tienen una resistencia al corte sin drenaje casi constante con la profundidad, al menos en la extensión en que es razonable suponer una resistencia uniforme a efectos de cálculo.

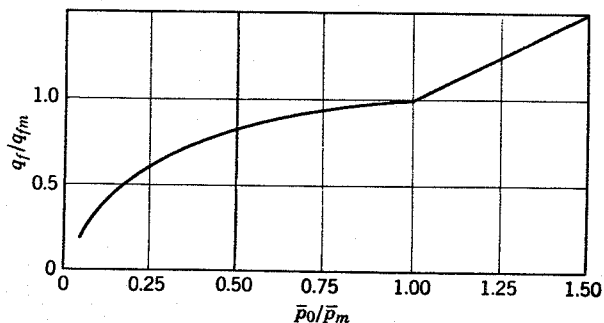


Fig. 29.20. Relación entre la resistencia al corte sin drenaje y la razón de sobreconsolidación.

Es imposible relacionar directamente la resistencia sin drenaje de los suelos sobreconsolidados con propiedades de identificación, debido a que estas propiedades índice no suelen reflejar adecuadamente la influencia de la historia de esfuerzos. La humedad natural, considerada respecto a los límites líquido y plástico, da una cierta idea del grado de consolidación pero no para permitir estimaciones cuantitativas de la resistencia al corte sin drenaje. La Tabla 7.4 que relaciona la resistencia con el número de golpes en la prueba de penetración estándar da una idea de la posible gama de variación de la resistencia sin drenaje.

29.9 NOTA HISTORICA

Los ingenieros de cimentaciones pensaban hace 50 años que las arenas carecían de cohesión y que $\phi = 0$ en las arcillas saturadas, con valores intermedios para materiales intermedios. Se pensaba que las arcillas eran cohesivas en el mismo sentido que el acero es cohesivo y las arcillas y las arenas se trataban como materiales bastante diferentes. Actualmente se advierte que la principal diferencia entre arenas y arcillas radica en sus permeabilidades relativas y en sus alturas capilares relativas.

El descubrimiento por Terzaghi del concepto de esfuerzo efectivo en los años 20 marca por supuesto el punto de partida de este nuevo enfoque del problema. Una vez que se pudo apreciar la existencia del fenómeno de la consolidación, era un paso lógico aplicar la relación entre

► Ejemplo 29.3

Datos. Los cortes del terreno anterior y actual que se indican en la Fig. E29.3, con $q_{fm} = 0.29 \bar{p}_m$ y q_f/q_{fm} según la Fig. 29.20.

Problema. Obtener la variación de q_f con la profundidad para el terreno actual.

Solución. Los esfuerzos correspondientes se han obtenido en la Fig. E293.

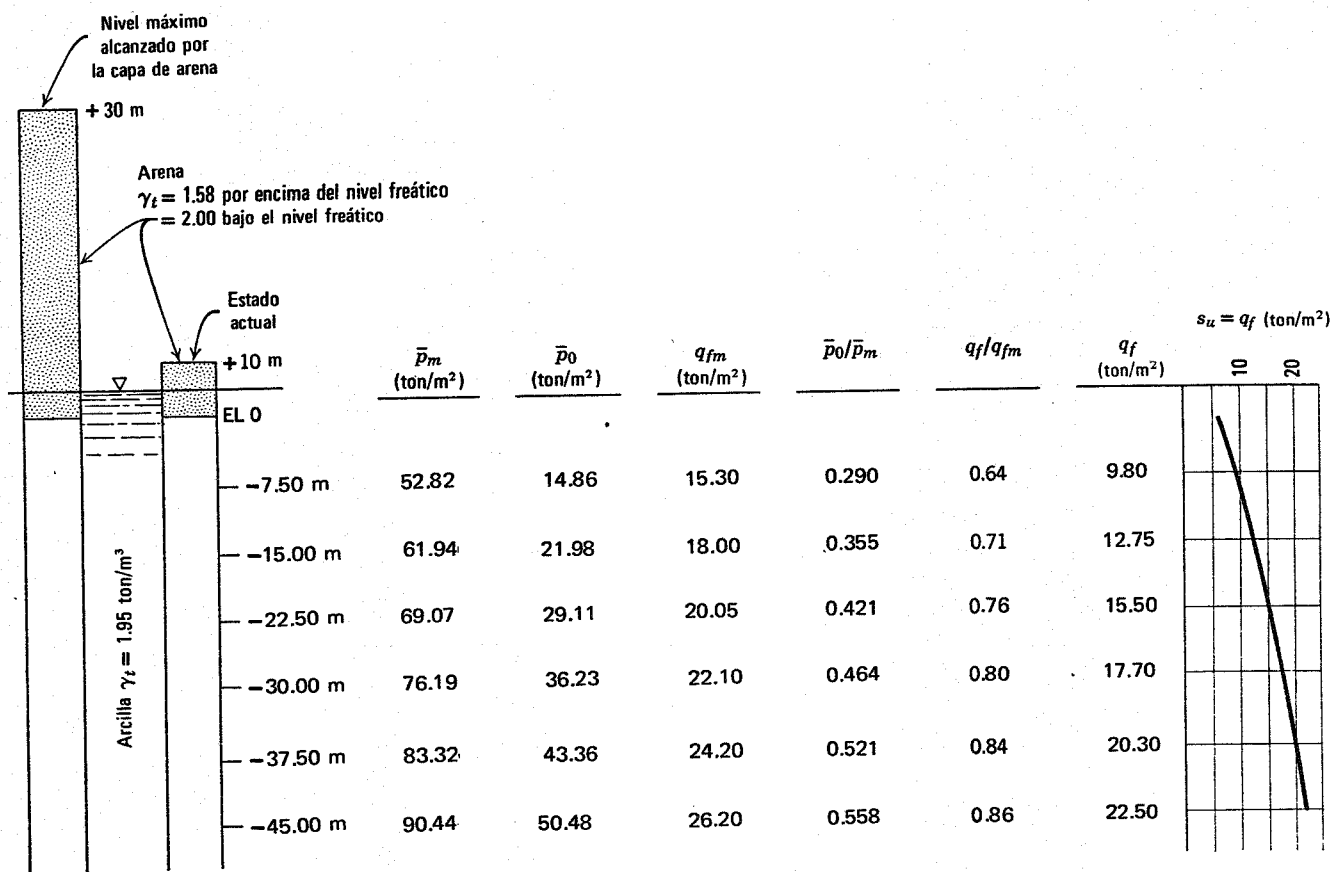


Fig. E29.3.

la resistencia al corte de la arcilla y los esfuerzos bajo los que ésta se había consolidado. Un gran descubrimiento consistió en advertir que se generan sobrepresiones intersticiales por la aplicación de esfuerzos tangenciales, incluso aunque permanezca inalterado el esfuerzo normal medio (Casagrande y Albert, 1930). Con ello era posible relacionar las resistencias de la arcilla con o sin drenaje. Rendulic (1936 y 1937), trabajando en el laboratorio de Terzaghi, en Viena, ideó el primer sistema para medir presiones intersticiales y así consiguió la primera confirmación real de la hipótesis sobre el papel unificador del esfuerzo efectivo.

En años posteriores se produjo una mejora de los métodos experimentales, en especial de aquellos dedicados a la medida de presiones intersticiales y los datos recogidos confirman y muestran las limitaciones del principio de esfuerzos efectivos. Taylor en el M.I.T., hizo contribuciones especialmente importantes a los métodos experimentales. Rutledge (1947) entonces en la Northwestern Uni-

versity, señaló la relación entre la humedad y la resistencia. Por último, Skempton (1954) y Bjerrum (1954) con sus esfuerzos para desarrollar relaciones teóricas entre las variaciones volumétricas en pruebas con drenaje y las sobrepresiones intersticiales en pruebas sin drenaje han proporcionado una imagen más clara y concisa sobre la influencia de los esfuerzos efectivos.

29.10 RESUMEN DE PUNTOS PRINCIPALES

En este capítulo se ha puesto de manifiesto que no es sencillo obtener medidas exactas de la resistencia sin drenaje. En particular debe adoptarse un gran cuidado en la extracción de las muestras y en la preparación de las mismas para la prueba. Para obtener valores precisos, deben reproducirse en las pruebas todos los aspectos de las condiciones *in situ*. La historia de esfuerzos tiene una gran influencia sobre la resistencia sin drenaje. En los procesos de carga repetida la resistencia puede ser muy inferior a la conseguida bajo una carga única.

PROBLEMAS

29.1 Con referencia a la Fig. 29.18 ¿Cuál es el valor de la presión intersticial en el punto *J* para la muestra cargada a compresión simple?

29.2 Con referencia a la Fig. 29.18, deducir la siguiente ecuación de $\bar{\sigma}_{ps}$:

$$\bar{\sigma}_{ps} = \bar{\sigma}_{v0}[K_0 + A_u(1 - K_0)]$$

donde

$$A_u = \frac{\Delta u - \Delta \sigma_h}{\Delta \sigma_v - \Delta \sigma_h}$$

es un parámetro *A* para la descarga sin drenaje, pasando del estado K_0 al de esfuerzo isotrópico.

29.3 El concepto de una relación única entre el esfuerzo efectivo y la resistencia sin drenaje de un suelo solamente es válido bajo ciertas condiciones. Citar los factores enumerados en el capítulo 29 que pueden tener influencia sobre dicha relación.

29.4 Con referencia a la parte inferior de la Fig. 29.4, para las cuatro pruebas recogidas en la figura:

a. ¿En qué pruebas tendrá lugar la cavitación?

b. ¿Cuál es el valor de la presión intersticial para el que se produce la cavitación?

c. Representar los cuatro círculos de Mohr en esfuerzos efectivos e indicar la presión intersticial en la falla para cada prueba.

Respuesta:

a. La cavitación se producirá en las pruebas con $\sigma_3 = 3.7 \text{ ton/m}^2$ y 14 ton/m^2 (es decir, las pruebas con $\phi > 0$).

b.
$$-u_{\text{máx}} = \frac{c}{\tan \phi} = \frac{6.5}{\tan 32^\circ} = 10.3 \text{ ton/m}^2$$

c. Se trazan las envolventes de esfuerzos efectivos pasando por el origen ($\bar{c} = 0$) y con $\bar{\phi} = 32^\circ$. Todos los círculos deben ser tangentes a esta envolvente.

σ_3	$\bar{\sigma}_3$	u	
3.70	14.00	-10.3	} cavitación
14.00	24.30	-10.3	
31.50	40.00	- 8.5	} sin cavitación
68.50	40.00	+28.5	

(valores redondeados)

CAPITULO 30

Relaciones esfuerzo-deformación en condiciones de carga sin drenaje

Los ingenieros suelen estimar el asentamiento sin drenaje (o inicial) de superficies cargadas. Estas estimaciones se suelen basar en ecuaciones de la teoría de la elasticidad. Para el empleo de estas ecuaciones es necesario estimar el módulo del suelo en condiciones de carga sin drenaje. Esto puede realizarse bien calculando el módulo de deformación tangencial G o el módulo de Young sin drenaje E . Como el coeficiente de Poisson es $1/2$ para carga sin drenaje, la ecuación 12.4 indica que teóricamente $E = 3G$.

Desgraciadamente es muy difícil calcular adecuadamente los módulos en casos sin drenaje. Al igual que sucede para una carga con drenaje (capítulos 12 y 22) el módulo para una carga sin drenaje es muy sensible al nivel de esfuerzos. Además, es afectado por los múltiples factores que influyen sobre la resistencia sin drenaje, es decir, la velocidad de aplicación de la carga, el tiempo de consolidación, el esfuerzo principal intermedio y especialmente la perturbación debida a la extracción de la muestra. La influencia de estos factores sobre el módulo es considerablemente mayor que sobre la resistencia; es decir, las características de la carga influyen más sobre la parte inicial de la curva esfuerzo-deformación que sobre el punto máximo de la misma.

En este capítulo se dan indicaciones generales en cuanto a la magnitud del módulo sin drenaje para diversos casos de carga y los datos aquí presentados pueden utilizarse para estimaciones toscas de los asentamientos. Cuando se requieran estimaciones más exactas será necesario realizar pruebas con muestras de la mejor calidad posible, teniendo gran cuidado de reproducir exactamente las condiciones de carga que se puedan esperar *in situ*.

30.1 RELACION CON LAS VELOCIDADES DE ONDA

Pueden determinarse valores del módulo de deformación tangencial aplicable con variaciones muy pequeñas de los esfuerzos midiendo la velocidad de propagación de ondas tangenciales, bien *in situ* o en pruebas de laboratorio con muestras inalteradas. Estos valores de los módulos resultan directamente utilizables en una amplia variedad de problemas dinámicos y se suelen emplear para obtener un límite superior del valor del módulo en el caso de grandes variaciones de esfuerzo.

Como el módulo de deformación tangencial debe ser el mismo para carga con o sin drenaje, la velocidad de las ondas tangenciales en un suelo saturado diferirá muy poco de la velocidad en un suelo seco con la misma relación de vacíos y sometido a los mismos esfuerzos efectivos. De hecho se ha encontrado que los datos de la Fig. 12.10 son aplicables tanto para arenas secas como saturadas, con escasas diferencias debidas a la variación del peso específico como resultado de la saturación (Hardin y Richart 1963).

Avanzando aún más, se ha encontrado que el módulo de deformación tangencial de un suelo *cualquiera* sólo está relacionado en primera aproximación, con la relación de vacíos y el esfuerzo efectivo, independientemente de las características granulométricas. Hardin y Black (1968) han encontrado que la siguiente ecuación es aplicable a las arenas con partículas angulosas y a diversas arcillas:

$$G = 4640 \frac{(2.973 - e)^2}{1 + e} \sqrt{\bar{\sigma}_c} \quad (30.1)$$

donde G y $\bar{\sigma}_c$ (el esfuerzo principal medio con el que el suelo se ha consolidado) están en kg/cm^2 . Con una ligera modificación de los coeficientes numéricos, la misma ecuación se puede aplicar a arenas de granos redondeados.

El módulo de Young sin drenaje para pequeñas variaciones de esfuerzos pueden calcularse midiendo la velocidad longitudinal en muestras de laboratorio. Con medidas adecuadas se ha encontrado que E es prácticamente igual a $3G$, siempre que las comparaciones se hagan al mismo nivel de deformaciones.

Si un suelo saturado fuera realmente incompresible, el módulo de dilatación D y la velocidad de dilatación C_D serían infinitos (ver la ecuación 12.8). Realmente, por supuesto, el agua sólo es incompresible relativamente. La velocidad de dilatación C_D en un suelo saturado suele ser de 1,500 m/seg. (Fig. 30.1) y mucho mayor que en un suelo seco. A los niveles habituales de esfuerzos efectivos, C_D viene determinada por la compresibilidad de la fase intersticial y resulta poco afectada por la compresibilidad del esqueleto mineral, de aquí que C_D sea más o menos independiente del esfuerzo efectivo. La velocidad de dilatación, que puede medirse fácilmente en el terreno, no proporciona desgraciadamente una información útil respecto a la rigidez del esqueleto mineral de un suelo saturado.

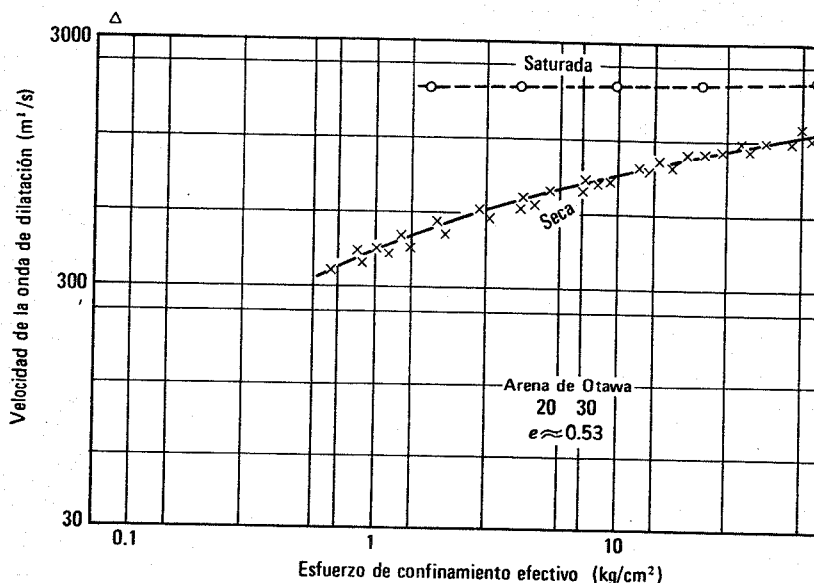
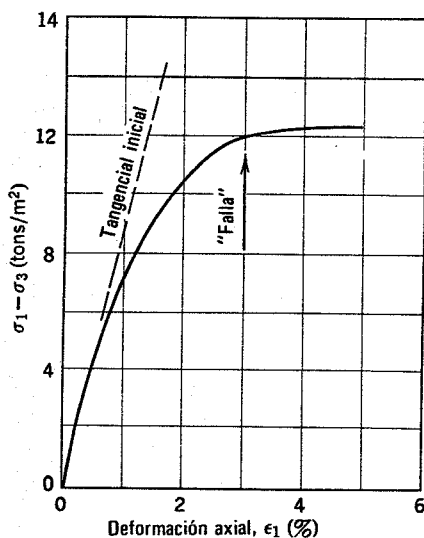


Fig. 30.1. Velocidades de dilatación medidas en arena seca y saturada (datos obtenidos por el Laboratorio Shell de Investigación y Desarrollo por técnicas de impulso).

30.2 MODULO DE YOUNG PARA GRANDES CARGAS

La Fig. 30.2 presenta una curva típica esfuerzo-deformación sin drenaje para arcilla normalmente consolidada, obtenida en una prueba triaxial estándar aumentando el esfuerzo axial y manteniendo constante el esfuerzo lateral. Los valores del módulo de Young sin drenaje E , calculados en diferentes fases de esta prueba son los siguientes:

Módulo tangente inicial, E_i , igual a la pendiente de la curva $(\sigma_1 - \sigma_3) - \epsilon$ al comienzo de la prueba. Como se puede apreciar en la Fig. 30.2, $E_i = 857 \text{ t/m}^2$.



Módulo esfuerzo-deformación:

$$E_f = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}{\epsilon_f} = \frac{12 \text{ tons/m}^2}{0.03} = 400 \text{ tons/m}^2$$

$$E_i = 857 \text{ tons/m}^2$$

Fig. 30.2. Curva típica esfuerzo-deformación de una prueba triaxial sin drenaje en arcilla normalmente consolidada.

Módulo secante en la falla, E_f , igual a la pendiente de la recta que une el origen con el punto correspondiente a la falla en el diagrama $(\sigma_1 - \sigma_3) - \epsilon$. De acuerdo con la Fig. 30.2, $E_f = 400 \text{ t/m}^2$.

Módulo secante, para un nivel determinado de esfuerzo o deformación. Entre los diversos niveles de esfuerzo o deformación utilizados, están $\epsilon = 2\%$, $\epsilon = 5\%$, $\sigma_1 - \sigma_3$ para la mitad del valor $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ (también denominado módulo correspondiente a un factor de seguridad igual a 2)

Es bastante difícil determinar E_i con exactitud a partir de tales pruebas ya que la pendiente de la curva esfuerzo-deformación varía rápidamente, incluso para pequeñas deformaciones. El módulo inicial determinado en la 1.ª carga de una prueba triaxial suele ser mucho menor que el módulo calculado a partir de la velocidad de onda.

Relación con la presión de consolidación

Para arcillas normalmente consolidadas, se suele suponer que el módulo es proporcional a la presión de consolidación; es decir, el esfuerzo, para una deformación dada, es proporcional a la presión de consolidación. La Fig. 30.3 da, para tres arcillas, los resultados de pruebas triaxiales sin drenaje, en la forma de trayectorias de esfuerzos a través de las cuales se han trazado líneas de igual deformación¹. Este es un tipo de diagrama que proporciona una gran información. Si las trayectorias de esfuerzos efectivos son geoméricamente semejantes y las líneas de igual deformación son rectas radiales para una serie de pruebas, la línea que relaciona q/σ_c con la deformación será única. Si esta línea es única el módulo será proporcional a la presión de consolidación. Los diagramas indican que existe una variación respecto a esta relación única, aunque como aproximación tosca podemos suponer esta unicidad. En general el módulo es "menos que pro-

¹ Las características de estas arcillas se resumen en la Tabla 30.1.

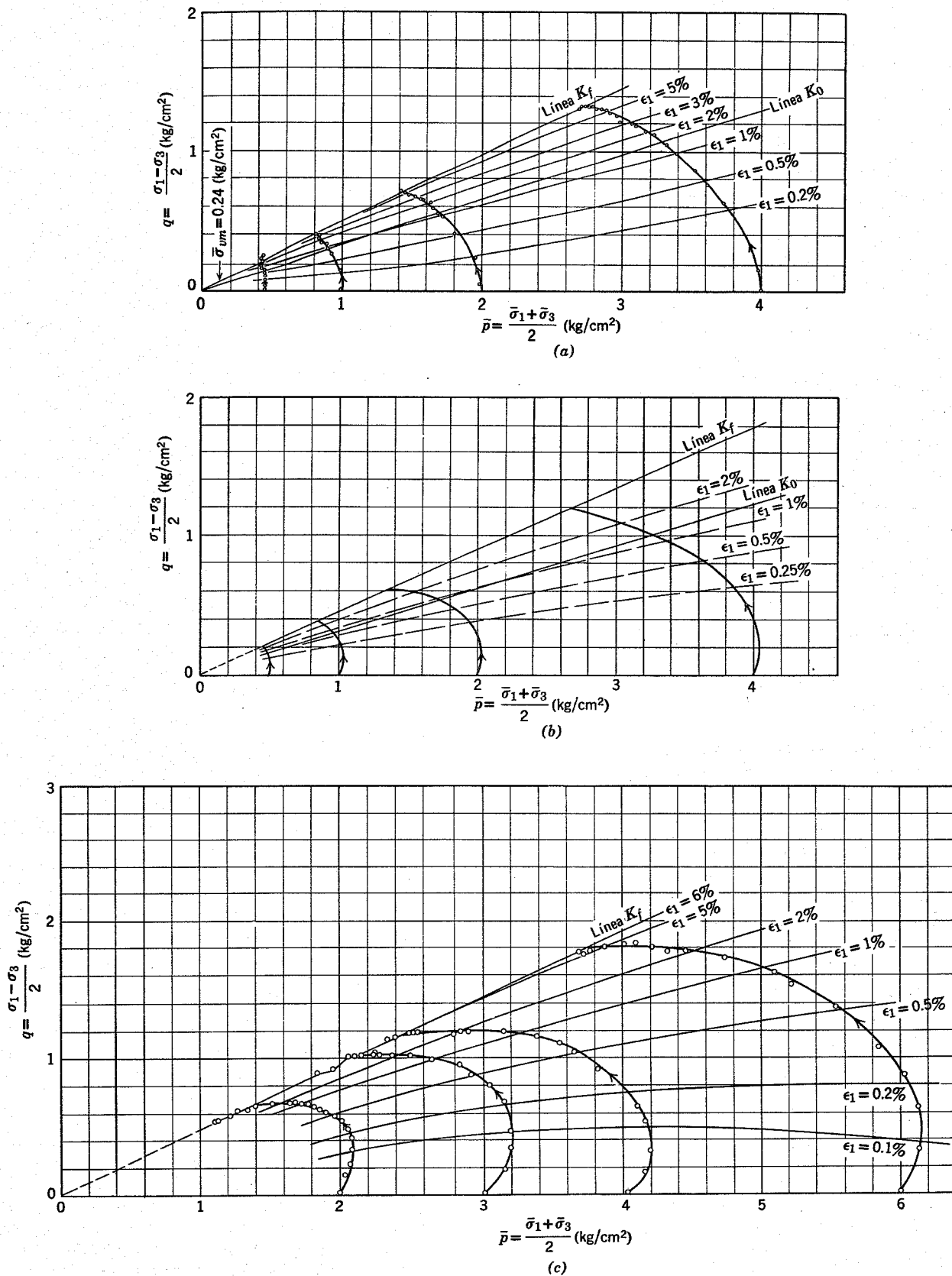


Fig. 30.3. Líneas de igual deformación de tres arcillas normalmente consolidadas. (a) Arcilla de Amuay. (b) Arcilla de Lagunillas. (c) Arcilla azul de Boston remoldeada. (Según Lambe, 1964).

porcional". es decir las líneas de igual deformación se curvan hacia abajo, en especial las correspondientes a pequeñas deformaciones. A la vista de la ecuación 30.1 puede esperarse tal desviación para las deformaciones más pequeñas. Por otro lado, como la resistencia al corte sin drenaje de una arcilla normalmente consolidada es proporcional a $\bar{\sigma}_c$, es razonable suponer que el módulo secante para grandes deformaciones sea aproximadamente proporcional a $\bar{\sigma}_c$.

La Fig.30.4 muestra las curvas esfuerzo-deformación para cinco arcillas normalmente consolidadas, con resultados normalizados dividiendo el esfuerzo por $\bar{\sigma}_c$. Las semejanzas generales son evidentes. La Fig. 30.5 muestra el cociente entre el módulo secante y $\bar{\sigma}_c$ para estas arcillas, representado en función del factor de seguridad.

Tabla 30.1 Descripción y datos de clasificación de seis arcillas

Arcillas inalteradas

1. *Arcilla de Amuay*, Amuay, Venezuela.

(muestra en bloque a 2 m de profundidad)
La arcilla está ligeramente sobreconsolidada

$$w_n = 47-55\%, w_l = 71\%, IP = 42\%$$

2. *Arcilla azul de Boston*. Campus M.I.T., Cambridge, Mass.

(También denominada *arcilla de Cambridge*).
(muestras de 3 pulgadas de diámetro tomadas con pistón fijo a profundidades de 11 a 30 m).
La arcilla está sobreconsolidada para $d = 11$ a 20 m.

La arcilla está ligeramente sobreconsolidada para $d = 20$ a 25 m

La arcilla está normalmente consolidada para $d \geq 25$ m.

$$w_n = 40 \pm 5\%, w_l = 42-55\%, IP = 25 \pm 25\%$$

3. *Arcilla de Kawasaki*, I, Kawasaki, Japón^a

(Muestras tomadas en tubos de 3 pulgadas de diámetro a profundidades de 20 a 26 m)

La arcilla está normalmente consolidada y tiene una sensibilidad de 10 ± 5 .

$$w_n = 67\% (46-79), w_l = 70\% (51-83), IP = 34\% (20-45)$$

$$\text{Actividad} = 1.03 (0.74 - 1.62)$$

4. *Arcilla de Lagunillas*, Lagunillas, Venezuela.

(Muestras tomadas con tubos Shelby de 3 pulgadas de diámetro a una profundidad de 6 m).

La arcilla está normalmente consolidada y tiene una sensibilidad inferior a 10.

$$w_n = 60\% (40-73), w_l = 61\% (50-79), IP = 37\% (29-49)$$

$$\text{Actividad} = 0.8 (0.6 - 0.9)$$

Arcillas remoldeadas

Preparación: Una pasta de arcilla con una humedad igual a dos a cuatro veces el límite líquido se coloca en un edómetro de 9.5 pulgadas de diámetro y se

consolida bajo una presión de 1 a 1.5 kg/cm². A continuación se extrae la muestra del edómetro y se divide en 14 probetas para la prueba triaxial.

1. *Arcilla azul de Boston* (A.A.B.)

Presión de consolidación de la muestra grande = 1.5 kg/cm².

Humedad de la muestra grande = $28 \pm 2\%$

$$w_l = 33 \pm 3\%, IP = 15 \pm 2\%$$

2. *Arcilla de Vicksburg* (A.V.)

Presión de consolidación de la muestra grande = 1 kg/cm².

Humedad de la muestra grande = $46 \pm 2\%$

$$w_l = 64 \pm 2\%, IP = 39 \pm 1.5\%$$

$$\text{Actividad} = 0.7$$

^a El comportamiento resistente de la arcilla de Kawasaki es muy semejante en muchos aspectos al de arcillas mucho menos plásticas. Este comportamiento poco usual se explica por el hecho de que la arcilla contiene un elevado porcentaje de vidrio volcánico, conchas y diatomeas.

Ciclo de carga

Al igual que sucedía en la carga con drenaje, el módulo esfuerzo-deformación para carga sin drenaje es mayor en un ciclo posterior de carga que en el ciclo inicial. Parte de la "deformación" aparente en la carga inicial se debe a deformaciones de acomodación, al cierre de fisuras de la muestra, etc. Estos errores experimentales son particularmente importantes en pruebas de compresión simple y dan lugar a menores módulos en este tipo de pruebas que en la prueba triaxial estándar. Pruebas sobre la arcilla inalterada de Londres (Ward, Samuels y Butler, 1959) han mostrado que el módulo esfuerzo-deformación para el 2o. ciclo de carga era aproximadamente 1.4 a 1.5 veces mayor que el obtenido en el ciclo de carga inicial.

Sobreconsolidación

La sobreconsolidación tiende a hacer un suelo más rígido y resistente, aunque el efecto de la sobreconsolidación es menor sobre la rigidez que sobre la resistencia. La Fig. 30.6, que relaciona $E/\bar{\sigma}_c$ con la razón de sobreconsolidación de cuatro arcillas sugiere que el módulo aumenta con la razón de sobreconsolidación. Para valores elevados de dicha razón la tendencia no es tan clara.

Tiempo

Los efectos del tiempo sobre el módulo esfuerzo-deformación pueden considerarse bajo tres aspectos:

Efectos tixotrópicos. El término "tixotropía" se emplea para describir un aumento de la resistencia con el tiempo sin variar la composición. Mitchell (1960) Skempton y Northey (1952) y Moretto (1948) han dado numerosos datos sobre los efectos tixotrópicos. Estos efectos son generalmente más importantes con pequeñas deformaciones y en suelos remoldeados con un elevado índice de liquidez. En una arcilla que presente efectos tixotrópicos, el módulo esfuerzo-deformación aumenta con el tiempo de

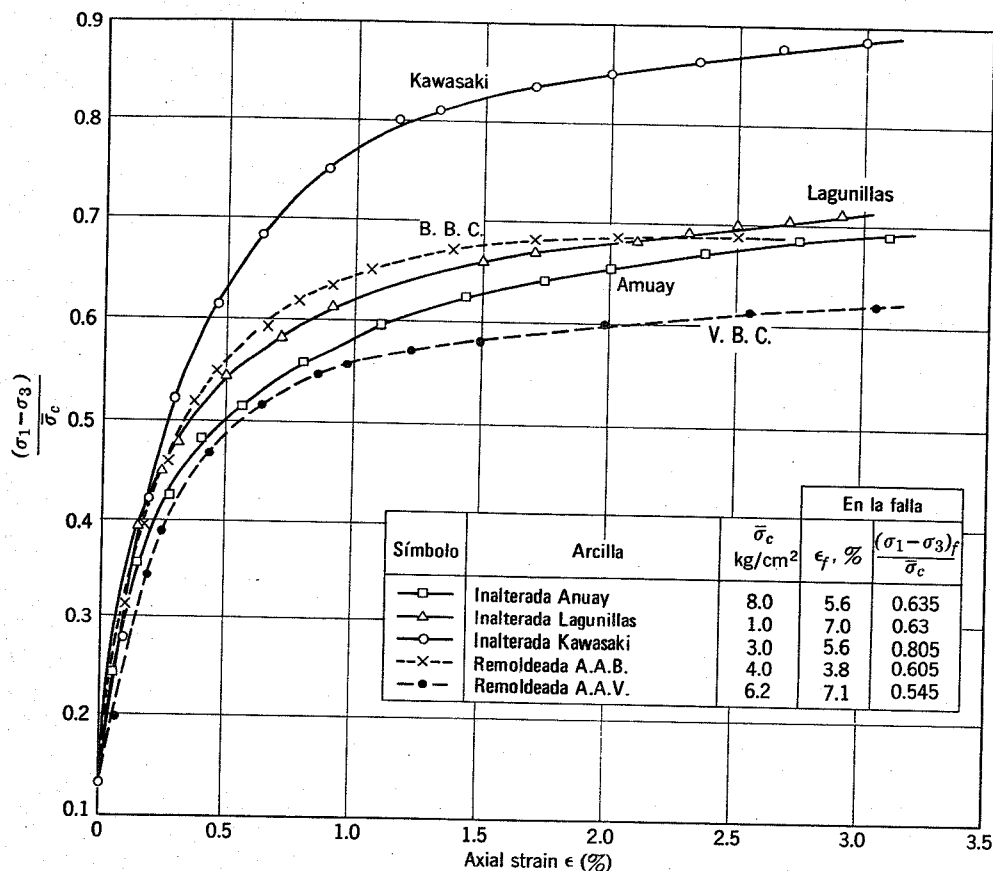


Fig. 30.4. Curvas esfuerzo-deformación de pruebas triaxiales en cinco arcillas normalmente consolidadas (Según Ladd, 1964).

reposito del suelo antes de la prueba. Como caso límite, las pruebas de compresión simple con muestras de arcilla de San Lorenzo remoldeada en el límite líquido (Moretto, 1948) mostraron valores de E de aproximadamente 0.4, 2.5, 5.5 y 7 kg/cm² para un FS = 1.05 al ser ensayadas al cabo de 0.7, 28 y 120 días respectivamente.

Efectos de edad. La "edad" indica el tiempo que se permita para la consolidación (en exceso del de la consolidación primaria) antes de someter un suelo a un proceso de corte. Es decir, la edad hace aumentar el tiempo permitido para la consolidación "secundaria". La influencia de la edad sobre el módulo esfuerzo-deformación de la arcilla normalmente consolidada de Vicksburg, medida en pruebas CSD, se resume en la Tabla 30.2 (la consolidación primaria se produjo en menos de 1 día). Se han observado incrementos análogos del módulo con el tiempo en pruebas CSD con muestras normalmente consolidadas de ar-

Tabla 30.2

Envejecimiento (días)	$E/\bar{\sigma}_c$	
	FS = 3	FS = 1.5
3	175	110
10	230	135
60	300	210

cilla azul de Boston remoldeada (Bailey, 1961) y de caolinita (Wissa, 1961), y con muestras sin alterar de arcilla marina normalmente consolidada (Bjerrum y Lo, 1963).

Efectos de la velocidad de deformación. Se trata de la velocidad de deformación (variación de la deformación axial por unidad de tiempo) aplicada en un proceso de corte sin drenaje. La velocidad de deformación puede tener efectos importantes sobre el módulo esfuerzo-deformación como ha sido comprobado por numerosos investigadores en arcillas normalmente consolidadas (Bjerrum, Simons y Torblaa 1958; Crawford, 1959, Casagrande y Wilson 1951) y en arcillas sobreconsolidadas (Casagrande y Wilson 1951). La Tabla 30.3 presenta datos de Richardson y Whitman (1963) sobre pruebas CSD con muestras normalmente consolidadas y sobreconsolidadas de arcilla de Vicksburg remoldeada, que ilustran los posibles efectos. La velocidad de deformación en las pruebas más rápidas corresponde a la que se suele utilizar en las pruebas de compresión simple convencionales, mientras que la velocidad lenta es varias veces inferior a la ordinariamente empleada en pruebas CSD.

Comparando los datos disponibles sobre pruebas dinámicas (pruebas en las que la muestra se rompe en 1 mseg) con los de pruebas estáticas (en las que la muestra se rompe en 10 minutos), Whitman (1964) llegó a la conclusión de que el módulo dinámico es 1.5 a 2.0 veces mayor que el módulo estático.

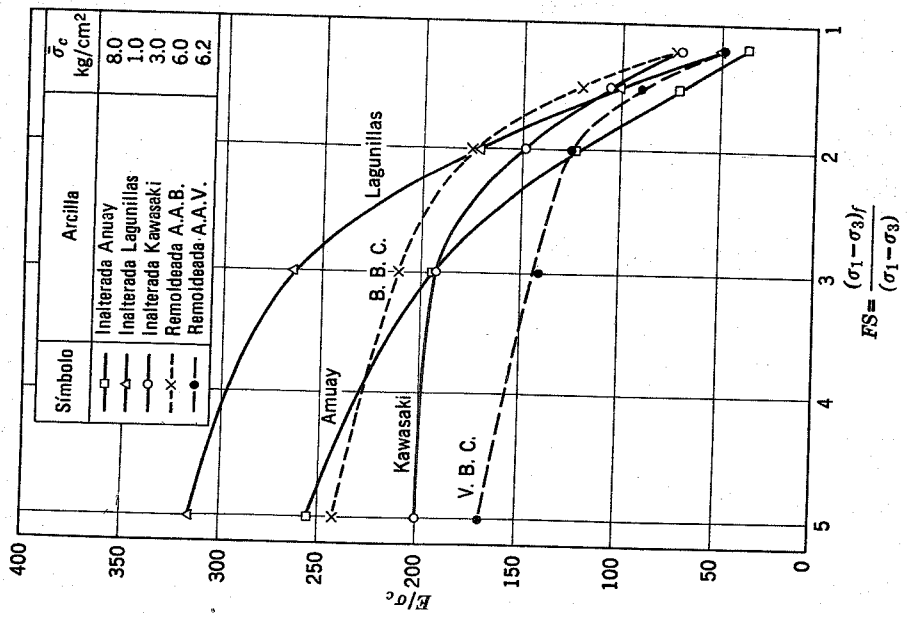


Fig. 30.5. Módulo sin drenaje de cinco arcillas normalmente consolidadas (Según Ladd, 1964).

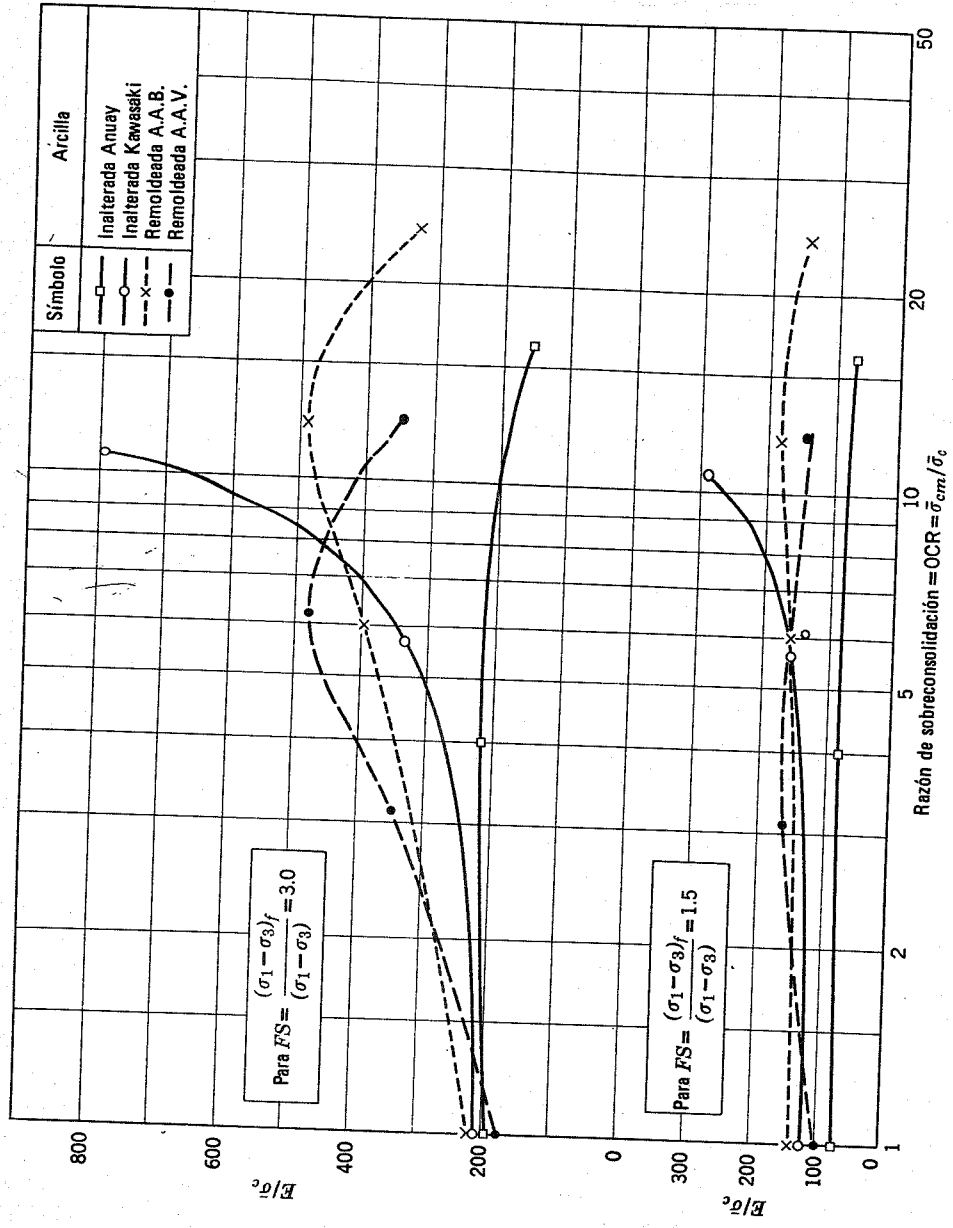


Fig. 30.6. Efecto de la sobreconsolidación sobre el módulo (Según Ladd, 1964).

Tabla 30.3

	$E/\bar{\sigma}_c$	
	FS = 3	FS = 1.5
Normalmente consolidado		
Pruebas rápidas ^a	250	160
Pruebas lentas ^b	120	60
Sobreconsolidado (RSC = 16)		
Pruebas rápidas ^a	450	200
Pruebas lentas ^b	250	140

^a Pruebas rápidas: deformación del 1% en 1 minuto.
^b Pruebas lentas: deformación del 1% en 500 minutos.

30.3 DEFORMACIONES SEGUN VARIAS TRAYECTORIAS DE ESFUERZOS

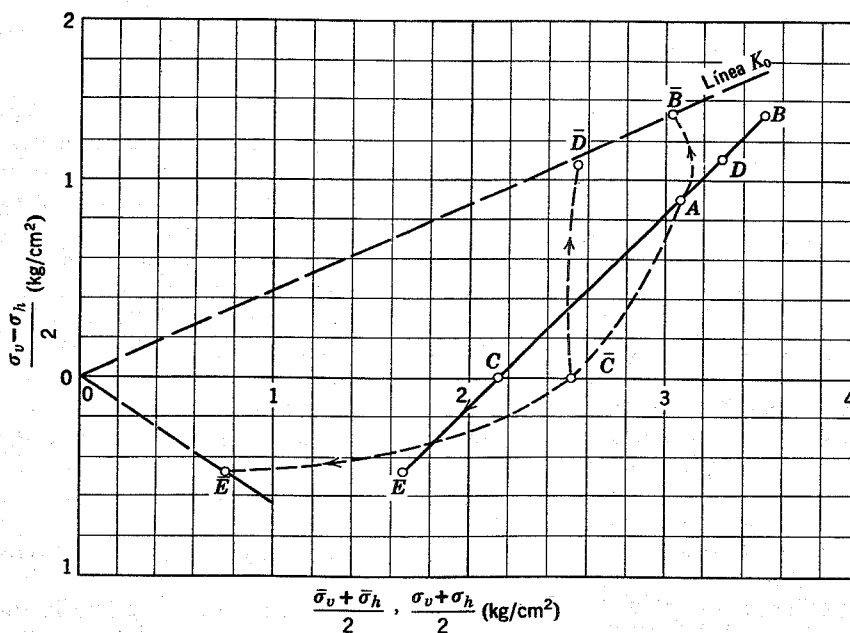
Todos los datos presentados hasta ahora en este capítulo proceden de pruebas con muestras inicialmente consolidadas bajo un sistema isótropo de esfuerzos sometidas a continuación a un esfuerzo vertical, manteniendo constante el esfuerzo horizontal. Aunque estos datos son muy útiles para estudios comparativos de suelos, al utilizarlos en problemas prácticos se plantean dos cuestiones: a) ¿Este sencillo estado de carga representa problemas reales? b) En caso contrario ¿los datos de deformación de pruebas triaxiales estándar son iguales a los obtenidos en

pruebas siguiendo otras trayectorias? La respuesta a estas cuestiones para la mayoría de los problemas es "no", en pocas palabras.

Las trayectorias de esfuerzos, incluso para un sencillo problema de cimentación (ver el ejemplo 8.9) indican que sólo a una considerable profundidad bajo el centro de la cimentación la trayectoria de esfuerzos totales es ascendente formando un ángulo de 45°, como en la prueba triaxial estándar. Además, en la mayoría de los problemas de deformación el estado inicial de consolidación no es isótropo sino anisótropo. En problemas de expansión el suelo se descarga en lugar de sufrir carga. Podemos ver, por tanto, que la trayectoria de esfuerzos totales puede ser muy diferente en los problemas reales de la correspondiente a la prueba triaxial estándar.

En el capítulo 10 se presentaban datos esfuerzo-deformación de pruebas con drenaje para una amplia variedad de condiciones de esfuerzos iniciales y trayectorias de esfuerzos. Como puede verse en las Figs. 10.20 a 10.23, el comportamiento esfuerzo-deformación de un suelo depende mucho de la trayectoria de esfuerzos.

Podemos sacar una cierta impresión acerca de la importancia de la trayectoria de esfuerzos efectivos sobre la deformación examinando los resultados de las tres pruebas triaxiales que aparecen en las Figs. 30.7 y 30.8. Tres muestras de arcilla azul de Boston remoldeada se consolidaron bajo las mismas condiciones iniciales de $\bar{\sigma}_v = 4.00 \text{ kg/cm}^2$ y $\bar{\sigma}_h = 2.16 \text{ kg/cm}^2$ (punto A de la Fig. 30.7). En la prueba 1, la muestra se cargó hasta la falla aumentando el esfuerzo vertical y manteniendo el esfuerzo hori-



Prueba	T.E.T.	T.E.E.	Tipo de Prueba
1	AB	A \bar{B}	CASD
2	ACE	A $\bar{C}\bar{E}$	CASD-RE
3	ACD	A $\bar{C}\bar{D}$	CA-SCSD

Fig. 30.7. Pruebas de resistencia en arcilla azul de Boston.

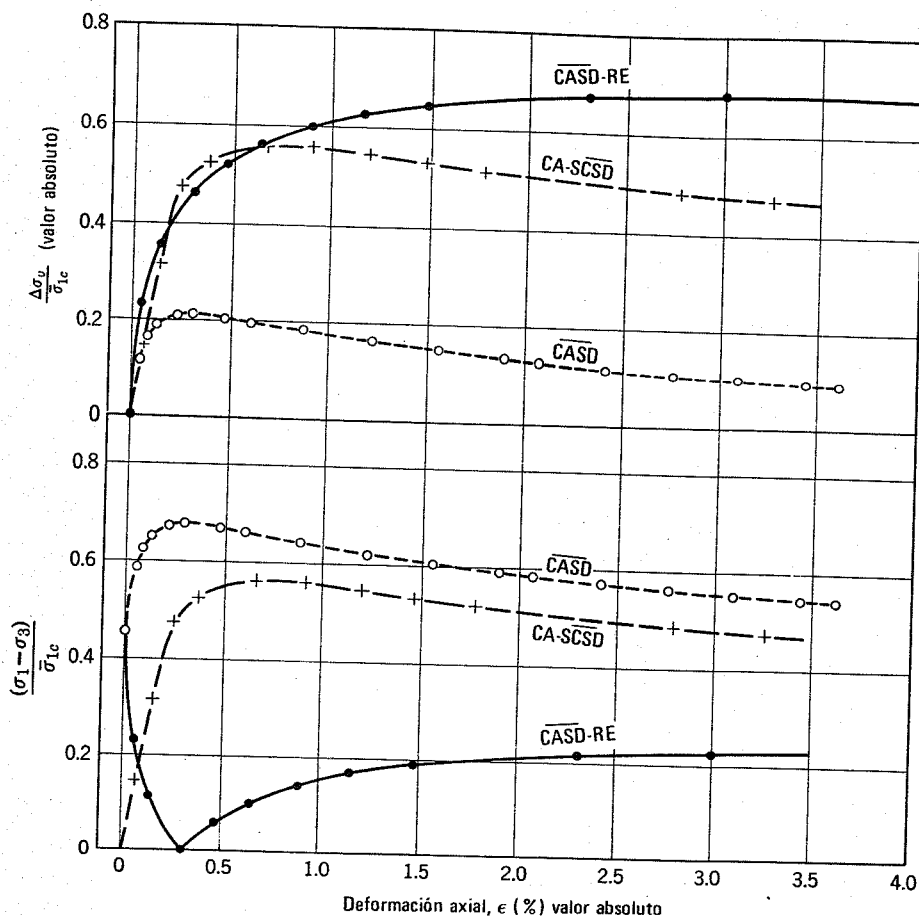


Fig. 30.8. Datos esfuerzo-deformación de la arcilla azul de Boston. Nota. Se supone que la deformación nula en la prueba CA - SCSD corresponde a $\sigma_1 - \sigma_3 = 0$ (Según Ladd, 1964).

zonal constante. Esta prueba² denominada $\overline{\text{CASD}}$, tiene una trayectoria de esfuerzos totales AB y una trayectoria de esfuerzos efectivos $A\overline{B}$. Este tipo de prueba se aproxima al estado de carga a bastante distancia bajo el centro de una cimentación. En la prueba 2, la muestra de suelo se mantuvo bajo un esfuerzo horizontal constante, reduciendo el esfuerzo vertical hasta que se produjo la falla. Esta prueba denominada $\overline{\text{CASD-RE}}$, se aproxima a las condiciones del terreno en la base de una excavación profunda. En la prueba 3, la muestra se mantuvo bajo un esfuerzo horizontal constante mientras que el esfuerzo vertical se redujo hasta que igualó al esfuerzo horizontal, (como puede suceder en una operación de toma de muestras perfecta) y a continuación la muestra se llevó hasta la falla por corte sin drenaje aumentando el esfuerzo vertical y manteniendo el esfuerzo horizontal constante. Esta prueba, denominada CA-SCSD , tiene las trayectorias de esfuerzos siguientes: de esfuerzos totales ACD y de esfuerzos efectivos $A\overline{C}\overline{D}$. Las deformaciones de la prueba 3 se

midieron tomando como deformación inicial nula la correspondiente al momento en el que los esfuerzos verticales resultaban iguales a los horizontales. La Fig. 30.8 muestra los datos esfuerzo-deformación para las tres pruebas. Como puede verse existe una gran diferencia en el comportamiento esfuerzo-deformación para los tres tipos de trayectorias de esfuerzos. Por ejemplo, las deformaciones al fallar son del 0.3% para la prueba 1, del 1.14 para la prueba 2 y del 0.7% para la prueba 3.

Estos ilustrativos datos esfuerzo-deformación hacen resaltar que la trayectoria de esfuerzos reales hasta la falla puede tener una influencia muy grande sobre el comportamiento del suelo. Esto equivale a decir que el suelo no es un material isótropo.

30.4 PERTURBACION DE LAS MUESTRAS

Las estimaciones de asentamientos a partir de módulos medidos en pruebas de laboratorio suelen ser superiores a los asentamientos observados, frecuentemente con un factor de 4 ó 5. Aunque a veces no se consideran adecuadamente todos los factores expuestos en las secciones 30.2 y 30.3, la razón principal de estas discrepancias es, sin duda, la perturbación creada en la toma de muestras. Existe una cierta evidencia de que el módulo en un segundo ciclo de carga sobre una muestra inalterada proporciona una estimación razonable del módulo *in situ*, habiéndose elimi-

² La letra *A* en los símbolos de las pruebas indica la consolidación bajo un esfuerzo anisótropo, es decir $\bar{\sigma}_{ch} \neq \bar{\sigma}_{cv}$. Generalmente $\bar{\sigma}_h = k_o \bar{\sigma}_v$ durante la consolidación en tales pruebas. Así pues, una prueba $\overline{\text{CASD}}$ es una prueba sin drenaje con consolidación anisótropa; la raya indica que se midieron presiones intersticiales durante la prueba. El símbolo $\overline{\text{CASD}}$ se utiliza a veces para la prueba triaxial estándar con consolidación isótropa.

nado en gran parte los efectos de la perturbación como resultado de la carga inicial.

Se ha intentado reproducir el módulo esfuerzo-deformación de un suelo a partir de expansiones o asentamientos medidos en una estructura real. Algunos investigadores han sugerido que los datos esfuerzo-deformación obtenidos con muestras talladas a partir de grandes muestras inalteradas en bloque no son muy diferentes del comportamiento del suelo *in situ*. Otros investigadores han encontrado una gran discrepancia, lo que les ha llevado a sugerir factores de corrección o relaciones empíricas. Bjerrum (1964), por ejemplo, sugiere multiplicar por 5 el módulo obtenido en pruebas de compresión simple en laboratorio, o tomar un módulo de 200 a 400 veces el correspondiente a la resistencia al corte sin drenaje. Estas relaciones son demasiado toscas para su empleo en problemas importantes pero sirven de ayuda para resaltar la importancia de la perturbación de la muestra y proporcionan valores para cálculos aproximados.

30.5 RESUMEN DE PUNTOS PRINCIPALES

Una forma adecuada para caracterizar el comportamiento esfuerzo-deformación de un suelo es su módulo, o cociente entre el esfuerzo y la deformación. El módulo de un suelo para carga sin drenaje no es una propiedad única sino que varía ampliamente con el nivel y la historia de

esfuerzos, el tiempo, el tipo de carga y la perturbación del suelo. En general el módulo de un suelo *disminuye* con:

1. Un aumento del esfuerzo desviador.
2. La perturbación del suelo.

Aumenta con:

1. La presión de consolidación.
2. La razón de sobreconsolidación.
3. La edad.
4. La velocidad de deformación.

PROBLEMAS

30.1 Determinése el módulo tangente inicial para las tres pruebas que se indican en la Fig. 30.8. Determinése los módulos secantes para $FS = 1.5$ y $FS = 3.0$ para las tres pruebas. Compárense estos valores con los resultados dados para la arcilla azul de Boston en las Figs. 30.4 y 30.5.

30.2 Utilícese la ecuación 30.1 para calcular $E/\bar{\sigma}_c$ para la arcilla azul de Boston. Hágase referencia a la Fig. 30.5 respecto a los datos de consolidación. Compárense los resultados con los valores obtenidos en el problema 30.1.

30.3 Enumérense los factores que puedan influir sobre el valor de E en un suelo saturado. Indíquese si el efecto de cada factor puede ser pequeño o grande para la mayoría de los casos prácticos.

CAPITULO 31

Estructuras de retención y estabilidad de taludes en condiciones sin drenaje

Existen numerosos problemas prácticos en los que el suelo de un talud o el relleno de una estructura de retención están solicitados por fuerzas que se aplican muy rápidamente respecto al tiempo necesario para la consolidación del suelo:

1. Cuando un talud, con o sin estructura de retención, se excava rápidamente.
2. Durante la construcción de una presa de tierra.
3. Durante un *vaciado rápido*, cuando el nivel de agua que carga sobre un talud o estructura de retención desciende rápidamente.

En general, sólo en las arcillas o en suelos arcillosos el tiempo de carga es pequeño respecto al de consolidación, pero en ciertas ocasiones estas condiciones pueden producirse también en las arenas.

En problemas de este tipo conviene utilizar en los cálculos la resistencia sin drenaje para determinar el factor de seguridad o estimar el empuje lateral. Como la resistencia sin drenaje viene determinada por las condiciones iniciales, antes de aplicar la carga, no es necesario determinar los esfuerzos efectivos que existirán al fallar. Los cálculos de estabilidad basados en la resistencia sin drenaje se denominan *cálculos en esfuerzos totales* (cálculos s_u) y suelen ser mucho más sencillos que los *cálculos en esfuerzos efectivos* (cálculos \bar{c} , $\bar{\phi}$) descritos en los capítulos 23 y 24.

Las ecuaciones y gráficos utilizables para los cálculos en esfuerzos totales se dan en la sección 31.1. En las secciones 31.2 a 31.4 se comenta la importante cuestión de la relación entre los cálculos basados en esfuerzos totales y en esfuerzos efectivos, dando reglas prácticas para la utilización de cada uno de estos métodos. En las secciones restantes de este capítulo se exponen varios tipos importantes de problemas prácticos.

31.1 CALCULOS DE ESTABILIDAD

Si el suelo sometido a carga sin drenaje está saturado, de forma que es aplicable el concepto $\phi = 0$, se simplifica mucho el cálculo de estabilidad. Los métodos y resultados que aparecen en los capítulos 23 y 24 pueden utilizarse directamente, tomando ϕ igual a cero y substituyendo

yendo \bar{c} por la resistencia al corte sin drenaje s_u . Este cálculo, denominado $\phi = 0$, es un caso especial de cálculo s_u . Al utilizar este método de cálculo, las presiones intersticiales pueden tomarse como nulas a lo largo de cualquier superficie de falla en la que se aplique la resistencia sin drenaje. Esto no implica que las presiones intersticiales sean realmente nulas pero ello es consistente con la hipótesis de que la resistencia sin drenaje puede expresarse independientemente de los esfuerzos efectivos en fase de falla.

Empuje activo. Para $\bar{\phi} = 0$, la ecuación 23.17 se reduce a

$$P_a = \frac{1}{2}\gamma_t H^2 - 2s_u H + q_s H \quad (31.1)$$

El plano de falla crítico correspondiente está inclinado 45° . Un cálculo basado en arcos de deslizamientos circulares conduce a la misma ecuación pero con un coeficiente de 1.92 en lugar del coeficiente 2 del segundo término del miembro de la derecha.

Como se comentó en la sección 23.3 el empleo de la ecuación 31.1 implica que pueden existir esfuerzos de tensión entre el relleno y el muro de retención, así como en el interior del relleno. Como el suelo generalmente no soporta tales tensiones, pueden producirse grietas. La profundidad de las grietas de tensión o la altura máxima de trincheras verticales sin sustentar es (ver la Fig. 23.15)¹

$$z_c = \frac{2s_u}{\gamma_t} \quad (31.2)$$

En este caso la ecuación 23.18 puede reducirse a

$$P_a = \frac{1}{2}\gamma_t H^2 - 2s_u \left(H - \frac{s_u}{\gamma_t} \right) \quad (31.3)$$

El empleo de las ecuaciones 31.1 a 31.3 se aclara en el ejemplo 31.1.

Si el relleno soporta una sobrecarga q_s , el esfuerzo de compresión horizontal resultante tenderá a cerrar las grietas.

¹ Al aplicar un esfuerzo de corte sin drenaje, la condición a lo largo de una grieta de tensión es que el esfuerzo horizontal total sea nulo y por tanto se substituye γ_b por γ_t en la deducción de la fórmula.

► Ejemplo 31.1

Datos: El muro de retención de la Fig. E31.1.

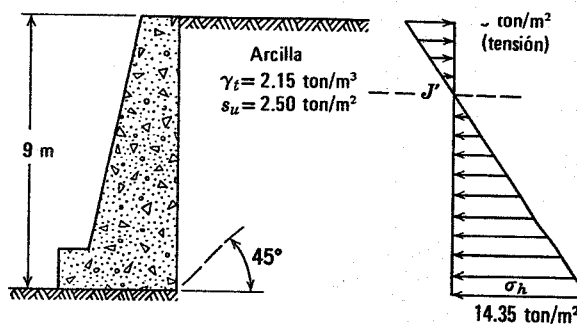


Fig. E31.1.

Problema: Calcular el empuje activo con y sin grietas de tensión.

Solución:

a. Sin grietas

En la base:

$$\sigma_h = 2.15 z - 5 \text{ t/m}^2$$

$$P_a = (0.5) (2.15) (9)^2 - (2) (2.50) (9) = 87 - 45 = 42 \text{ ton/m}$$

b. Con grietas

$$z_c = \frac{2(2.50)}{2.15} = 2.32 \text{ m}$$

$$P_a = 87 - 2(2.5) (7.81) = 48 \text{ ton/m}$$

El esfuerzo horizontal en la base del muro es

$$\sigma_h = 2.15 (6.68) = 14.35 \text{ ton/m}^2$$

tas de tensión. Si $q_s > 2 s_u$, no se producirán grietas y podrá utilizarse la ecuación 31.1. Se requiere una solución especial si $q_s < 2 s_u$.

Empuje pasivo. Análogamente, la ecuación 23.8 se reduce a

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma_t H^2 + 2 s_u H \quad (31.4)$$

Estabilidad de taludes. Cuando todo el talud está en terreno cohesivo y es apropiado utilizar la resistencia sin drenaje para todo el talud, las ecuaciones del capítulo 24 se simplifican mucho. Para una superficie de deslizamiento circular, utilizando cualquier método de dovelas, el factor de seguridad es

$$F = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} s_u \Delta l_i}{\sum_{i=1}^{i=n} W_i \text{ sen } \theta_i} \quad (31.5)$$

Si la resistencia sin drenaje es constante en todo el talud, el numerador es simplemente $s_u L_a$.

La Fig. 31.1 da un ábaco que puede utilizarse para un cálculo rápido del factor de seguridad de taludes sencillos con una resistencia sin drenaje uniforme. El empleo de este ábaco se muestra en el ejemplo 31.2. Cuando la pro-

fundidad del suelo bajo el talud es muy grande (D grande) la máxima altura posible del talud es la misma para cualquier inclinación del talud menor de 54° . Gibson y Morgenstern (1962) han dado un ábaco para el caso en el que la resistencia al corte sin drenaje es proporcional a la profundidad. En este caso, el factor de seguridad no resulta afectado por la profundidad del suelo bajo el pie del talud.

El ejemplo 24.6 exponía un caso en el que la superficie de deslizamiento pasaba en parte a través de un suelo

► Ejemplo 31.2

Datos: Un talud 1:1 de 20 m de altura en un suelo con una resistencia al corte sin drenaje de 1.5 ton/m^2 y $\gamma_t = 2.1 \text{ ton/m}^3$.

Problema: Calcular el factor de seguridad frente al deslizamiento del talud.

Solución: Suponiendo que el suelo se extiende a una considerable profundidad bajo el talud, la resistencia sin drenaje necesaria para el equilibrio es

$$\frac{s_u}{(2.1) 20} = 0.181$$

$$s_u = 7.6 \text{ ton/m}^2$$

$$F = \frac{15}{7.6} = 1.98$$

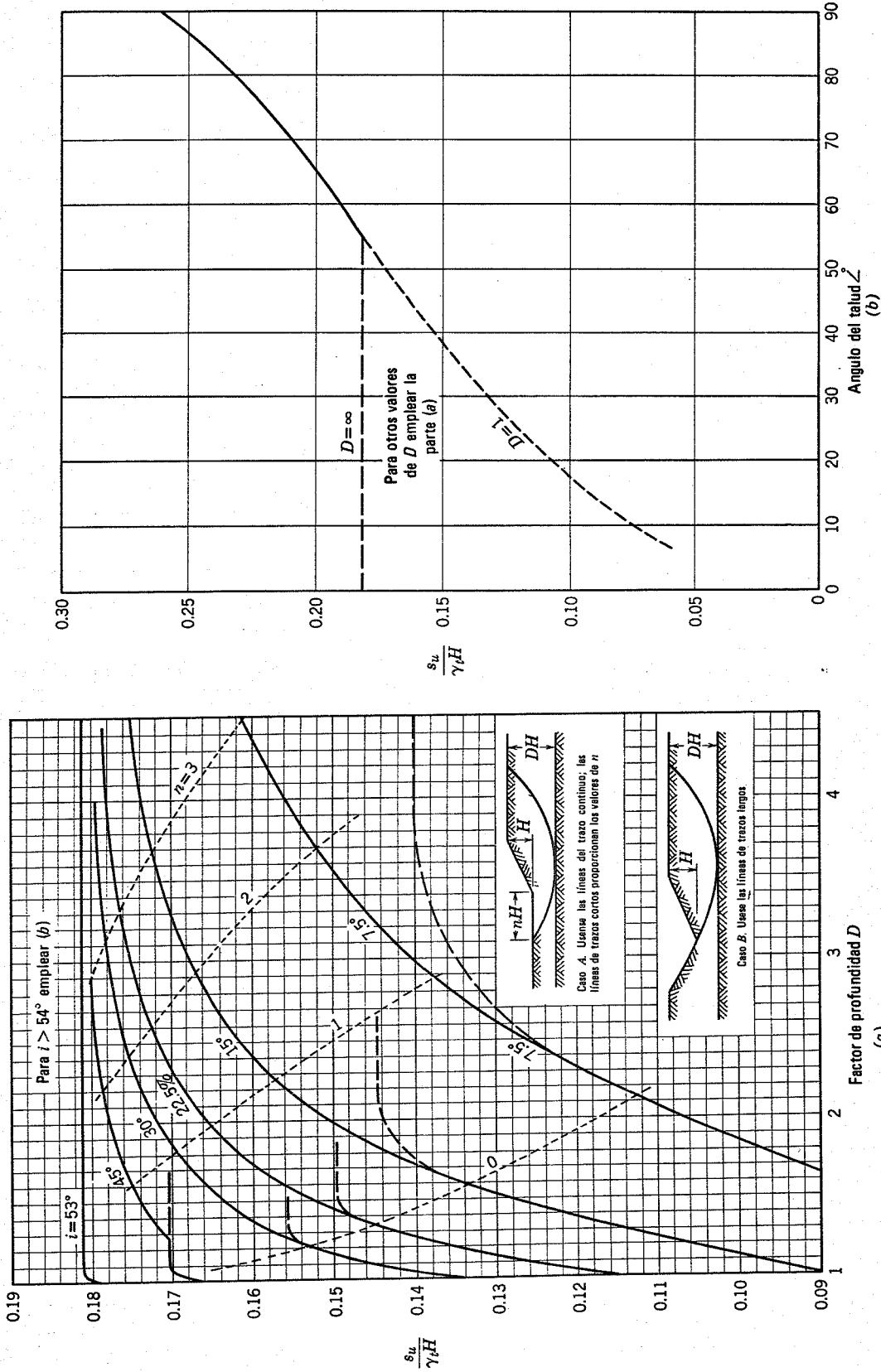


Fig. 31.1. Gráficas de estabilidad para $\phi = 0$. (Taylor, 1948).

con drenaje libre, cuya resistencia se expresa adecuadamente en función de los esfuerzos efectivos y, en parte, por una arcilla en la que, bajo ciertas condiciones, debería emplearse la resistencia al corte sin drenaje. En tales casos se aplican a lo largo de una parte de la superficie, los parámetros \bar{c} y $\bar{\phi}$ junto con las presiones intersticiales apropiadas, mientras que sólo en la otra deben aplicarse los parámetros $\bar{\phi} = 0$ y $\bar{c} = s_u$ (con una presión intersticial nula).

Suelos parcialmente saturados. Si el suelo no está completamente saturado, la resistencia bajo carga sin drenaje no es independiente de las variaciones de los esfuerzos totales. Como se comentó en la sección 28.7, la resistencia sin drenaje puede expresarse aproximadamente en tales casos en función de los dos parámetros c_u y ϕ_u , pudiendo utilizarse los métodos y ecuaciones de los capítulos 23 y 24, con presiones intersticiales nulas, para determinar los empujes o factores de seguridad. Sin embargo, debido a los múltiples factores que influyen sobre c_u y ϕ_u , los resultados de este cálculo deben interpretarse con gran cuidado (ver la sección 31.6).

31.2 PROBLEMAS REFERENTES A LA CARGA

En esta sección se exponen las características fundamentales de los problemas en los que aumentan los esfuerzos totales que existen en el interior de la masa de suelo. Ejemplos de tales problemas son las cimentaciones de edificios (comentadas con más detalle en los capítulos 32 y 33), los terraplenes construidos sobre suelos blandos y la construcción de presas de tierra. Con objeto de exponer las características principales de estos problemas, consideraremos un problema ideal: el empuje pasivo sobre una arcilla sobreconsolidada. El problema se desarrolla en el ejemplo 31.3.

Inicialmente, antes de construir el muro vertical y ejercer el empuje pasivo, la superficie del terreno es horizontal. El nivel freático se encuentra a 1.50 m. bajo la superficie del terreno. La zona situada por encima del nivel freático está saturada y resiste tensiones capilares que aumentan linealmente con la altura sobre el nivel freático. La primera fase de cálculo consiste en la determinación de los esfuerzos a media altura de la capa de terreno y la fuerza horizontal total sobre el plano vertical. Se supone que $K_0 = 1$, lo cual resulta adecuado para un suelo sobreconsolidado. El empuje horizontal P es igual al esfuerzo horizontal total a media altura multiplicado por el espesor del estrato.

En la segunda fase se estudian las condiciones "al final de la construcción", cuando se coloca el muro vertical y se ejerce el empuje horizontal. Como se prevé que la construcción se produzca "instantáneamente" debe utilizarse la resistencia sin drenaje para determinar el empuje admisible en esta fase.

El cálculo del empuje admisible al final de la construcción no requiere conocer las presiones intersticiales existentes en esa fase. Sin embargo, resulta útil calcular cuáles pueden ser tales presiones. Esto se realiza en la fase 3 para un punto situado a media profundidad. Si se aplicara el máximo empuje posible de forma que el suelo se en-

contrara en estado de falla el valor de p_f que debería existir puede deducirse de la relación (ver la Fig. 11.6):

$$q_f = s_u = \bar{c} \cos \bar{\phi} + \bar{p}_f \operatorname{sen} \bar{\phi}$$

En otras palabras, incluso usando la resistencia al corte sin drenaje, puede seguir aplicándose la relación entre la resistencia y el esfuerzo efectivo. Como \bar{p}_f se ha deducido de los resultados de la fase 2, la determinación de \bar{p}_f supone el conocimiento de la presión intersticial. El importante resultado de esta fase es que la presión intersticial aumenta por efecto de la carga. La presión intersticial producida por el empuje admisible será menor que la calculada aquí, pero seguirá siendo mayor que la correspondiente al estado inicial.

Después de la aplicación del empuje, el suelo comenzará a consolidarse y las presiones intersticiales comenzarán a volver a los valores iniciales, determinados para condiciones naturales del agua freática. Así pues, disminuirán en este ejemplo las presiones intersticiales en el terreno y por tanto aumentarán los esfuerzos efectivos. Esto significa que el suelo aumentará de resistencia con el tiempo. El empuje que podría resistirse si no existieran sobrepresiones intersticiales, ya se calculó en el ejemplo 23.9 y, de hecho, es más grande que el empuje correspondiente a un proceso de corte sin drenaje. Por ello, el estado al final de la construcción es decisivo para la magnitud del empuje que puede aplicarse con un factor de seguridad determinado.

En la Tabla E31.3 se resumen los esfuerzos correspondientes a:

1. El estado inicial.
2. El deslizamiento al final de la construcción.
3. El deslizamiento a largo plazo.

En la Fig. E31.3-2, la trayectoria OCD es la de esfuerzos efectivos que existiría si el suelo llegara a fallar al final de la construcción, manteniéndose en falla por aumento del empuje al avanzar la consolidación. La trayectoria OAB tiene lugar cuando se aplica el empuje admisible de 10.4 t manteniéndose constante al producirse la consolidación. Es evidente que el margen de seguridad aumenta al producirse la consolidación y que los esfuerzos varían del punto A al B .

La arcilla del ejemplo 31.3 estaba ligeramente sobreconsolidada. Si la arcilla hubiera sido normalmente consolidada las sobrepresiones intersticiales al final de la construcción habrían sido mayores y, por tanto, el estado al final de la construcción habría sido aún más crítico que a largo plazo. Con una arcilla fuertemente sobreconsolidada, la sobrepresión intersticial al final de la construcción sería prácticamente nula e incluso posiblemente algo negativa. De aquí que con una arcilla fuertemente sobreconsolidada se puede concebir que el estado a largo plazo sea más crítico que el correspondiente al final de la construcción. La relación entre la resistencia sin drenaje (final de la construcción) y con drenaje (a largo plazo) deducida del ejemplo puede compararse con los datos de la Tabla 28.1 para una carga de compresión triaxial.

El ejemplo 31.3, aunque muy idealizado, nos conduce a conclusiones prácticas aplicables a un gran número de

► Ejemplo 31.3

Datos: Un estrato del suelo cuyas propiedades aparecen en la Fig. E31-3-1, en el que se construye un muro para transmitir un empuje pasivo.

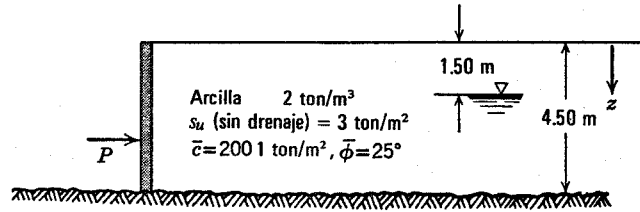


Fig. E31.3-1.

Problema: Calcular el máximo empuje admisible sobre el muro con un factor de seguridad de 2, suponiendo que el empuje se aplica instantáneamente y después se mantiene constante.

Solución.

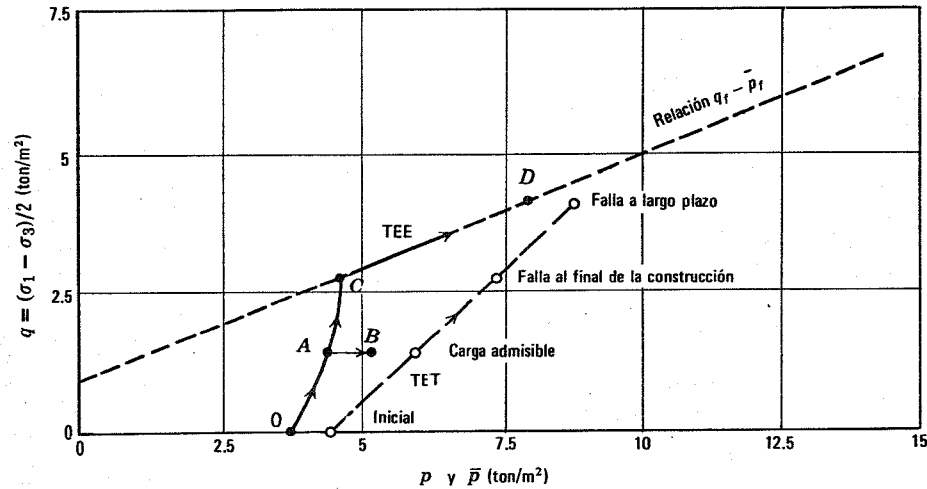


Fig. E31.3-2. Esfuerzos y presiones en $z = 2.30$ m.

Fase 1 $\frac{1}{2}$ Condiciones iniciales (ver la Fig. E31.1-2). Para $z = 2.25$ m

$$\begin{aligned} \sigma_v &= (2.25)(2) = 4.50 \text{ ton/m}^2 \\ u &= (0.75)(1) = 0.75 \text{ ton/m}^2 \\ \bar{\sigma}_v &= 4.50 - 0.75 = 3.75 \text{ ton/m}^2 \\ \bar{\sigma}_h &= K_o \bar{\sigma}_v = 3.75 \text{ ton/m}^2 \\ \sigma_h &= 3.75 + 0.75 = 4.50 \text{ ton/m}^2 \\ P &= (4.50)(4.50) = 20.25 \text{ ton/m} \end{aligned}$$

Fase 2—"Final de la construcción". Según la ecuación 31.4 el máximo empuje posible es

$$P_p = -(2)(4.5)^2 + 2(3)(4.5) = 20.25 + 27 = 47.25 \text{ ton/m}$$

El esfuerzo horizontal total correspondiente a media altura es

$$\sigma_h = \frac{47.25}{4.50} = 10.5 \text{ ton/m}^2$$

El empuje admisible en esta fase es (redondeando):

$$20 + \frac{47 - 20}{2} = 33.5 \text{ ton/m}$$

Ejemplo 31.3. (continuación).

Fase 3—Presiones intersticiales y efectivas al “final de la construcción”

$$q_f = s_u = 3 \text{ t/m}^2 = \bar{c} \cos \bar{\phi} + \bar{p}_f \sin \bar{\phi} = (1)(0.906) + \bar{p}_f (0.422)$$

$$\bar{p}_f = 4.95 \text{ t/m}^2$$

$$p_f = \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2} = \frac{4.50 + 10.50}{2} = 7.5 \text{ ton/m}^2$$

Por tanto,

$$u_f = 7.50 - 4.95 = 2.55 \text{ ton/m}^2$$

$$\bar{\sigma}_v = 4.50 - 2.55 = 1.95 \text{ ton/m}^2$$

$$\bar{\sigma}_h = 10.50 - 2.55 = 7.95 \text{ ton/m}^2$$

Fase 4—Estabilidad a largo plazo.

1. Presiones intersticiales deducidas de la posición del nivel freático.
2. Este caso ya se estudió en el ejemplo 23.9

$$P_p = 59 \text{ t/m}$$

Este caso es menos crítico que el del final de la construcción. Por tanto el empuje admisible será

$$P = 33.5 \text{ t/m}$$

Tabla E 31.3 Resumen de esfuerzos en los estados inicial y de falla

Caso	Esfuerzos (en ton/m ²) en z = 2.25 m								
	σ_v	u	$\bar{\sigma}_v$	σ_h	$\bar{\sigma}_h$	p	\bar{p}	q	$q - 0.91$
Inicial	4.50	0.75	3.75	4.50	3.75	4.50	3.75	0	
Final constr.	4.50	2.55	1.95	10.50	7.95	7.50	4.95	3.00	2.09
Largo plazo	4.50	0.75	3.75	13.11	12.36	8.80	8.05	4.30	3.39

Criterio de falla en función de q_f y \bar{p}_f :

$$q_f = \bar{c} \cos \bar{\phi} + \bar{p}_f \sin \bar{\phi}$$

problemas que suponen la *carga* del terreno en un tiempo corto respecto al necesario para la consolidación:

1. Las condiciones al final de la construcción suelen ser críticas y controlan la carga admisible.
2. La carga admisible, por tanto, puede calcularse generalmente mediante un cálculo en esfuerzos totales basado en la resistencia sin drenaje.
3. No es necesario determinar las presiones intersticiales producidas por la carga. Sin embargo al determinar estas presiones intersticiales, comparándolas con las que existirán en un instante posterior, el ingeniero puede asegurarse de que el final de la construcción es realmente el período más crítico.
4. Generalmente no es necesario determinar la carga que puede resistirse después de la consolidación, aunque este cálculo puede ser útil para asegurarse de que al final de la construcción se produce el estado más crítico.

31.3 PROBLEMAS REFERENTES A PROCESOS DE DESCARGA

En esta sección se exponen las características principales de los problemas en los que los esfuerzos normales totales que actúan en el interior de la masa de suelo disminuyen. Esta reducción se produce siempre que se realiza una excavación en un terreno horizontal o cuando se recorta un talud suave. Con el fin de exponer estas características, consideraremos otro caso ideal: el empuje activo ejercido por una arcilla normalmente consolidada. El problema se muestra en el ejemplo 31.4. Se supone que la arcilla tiene las propiedades de la arcilla de Weald. La arcilla situada por encima del nivel freático se supone que está saturada y sometida a tensiones capilares que aumentan linealmente con la altura sobre el nivel freático. Por sencillez se despreciarán las grietas de tensión, aunque las conclusiones generales del ejemplo serían las mismas si se consideraran tales grietas.

En la fase 1 se calculan los esfuerzos a media altura en el terreno antes de la excavación y construcción del muro.

► Ejemplo 31.4

Datos: Estrato de arcilla de Weald normalmente consolidada (ver la Fig. E31.4-1).

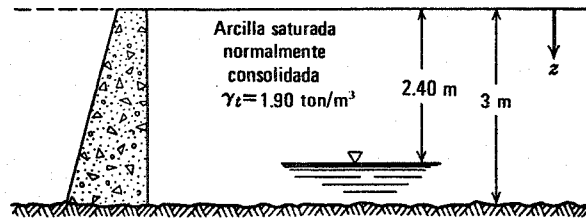


Fig. E31.4-1.

Problema: Calcular el empuje activo para el proyecto del muro de retención de gravedad.

Solución.

Fase 1—Condiciones iniciales. Suponiendo $K_o = 1$ y la inexistencia de grietas de tensión se dan los esfuerzos en la Tabla E31.4-1.

Tabla E31.4-1

z (m)	$\sigma_v = \sigma_h$ (ton/m ²)	u_o (ton/m ²)	$\sigma_v = \bar{\sigma}_h = \bar{p}_o$ (ton/m ²)
0	0	-2.40	+ 2.40
1.50	2.85	-0.90	3.75
3.00	5.70	+ 0.60	5.10

$$P = (3) (2.85) = 8.55 \text{ ton/m}$$

Fase 2—Estimación de la resistencia sin drenaje. Ver la Fig. 28.10, parte de la cual se reproduce en la Fig. E31.4-2

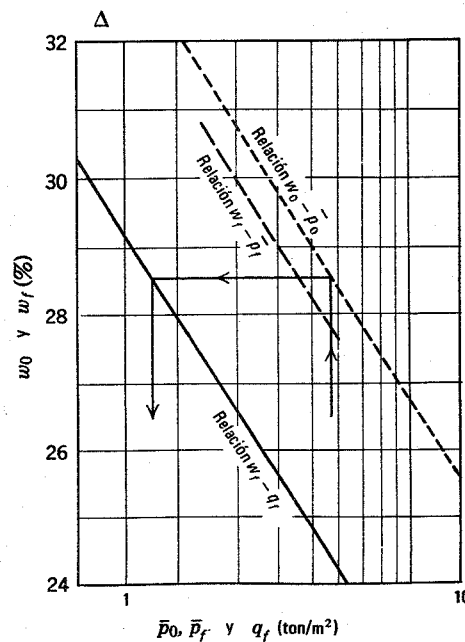


Fig. E31.4-2.

Ejemplo 31.4 (continuación)

Tabla E31.4.2

z (m)	$q_f = s_u$ (t/m ²)
0	0.70
1.50	1.10
3.00	1.50

s_u media =
= 1.10 ton/m².

Fase 3—Final de la construcción

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma_t H^2 - \frac{1}{2} 2 s_u H = - (1.9) (3)^2 - 2 (1.10) (3) = 8.55 - 6.60 = 1.95 \text{ ton/m}$$

El σ_h correspondiente vale 0.65 ton/m²

Fase 4—Presiones intersticiales y efectivas al final de la construcción. \bar{p}_f puede deducirse de la Fig. E31.4-3 ó calcularse por la relación $s_u = q_f = \bar{p}_f \text{ sen } \phi$. Para $z = 1.50$ m

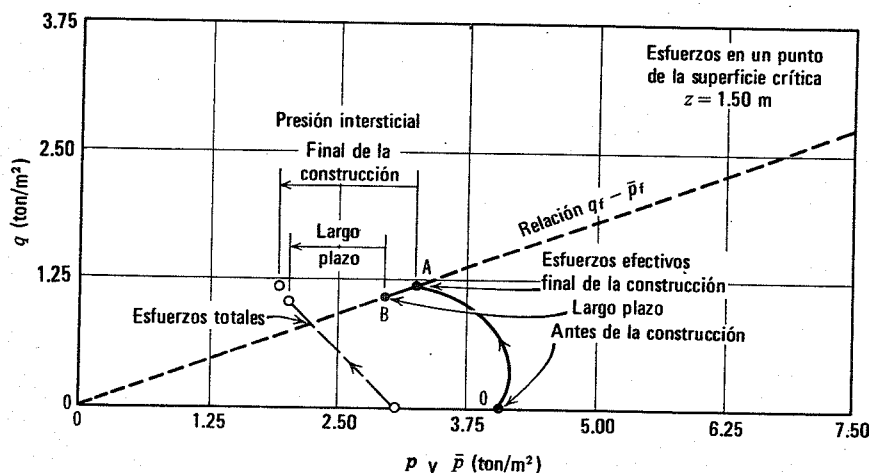


Fig. E31.4.3.

$$\bar{p}_f = 2.94 \text{ ton/m}^2$$

$$p_f = \frac{2.85 + 0.65}{2} = 1.75 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_v = -1.19 \text{ ton/m}^2 : \text{disminución respecto al estado inicial}$$

$$u_f = 3.94 \text{ ton/m}^2 ; \bar{\sigma}_h = 1.84 \text{ ton/m}^2$$

Fase 5—Estabilidad a largo plazo. Ver el ejemplo 23.12.

$$P_a = 2.43 \text{ ton/m}$$

Así pues, el empuje es mayor *después* de disiparse las sobrepresiones intersticiales, por lo cual el muro debe proyectarse para este empuje de 2.43 ton/m.

Tabla E31.4-3 Resumen de esfuerzos

Caso	Esfuerzos en ton/m ² en $z = 1.50$ m							
	σ_v	u	$\bar{\sigma}_v$	σ_h	$\bar{\sigma}_h$	p	\bar{p}	q
Inicial	2.85	-0.90	3.75	2.85	3.75	2.85	3.75	0
Final constr.	2.85	-1.19	3.94	0.65	1.84	1.75	2.94	1.10
Largo plazo	2.85	-0.90	3.75	0.80	1.70	1.82	2.72	1.02

Por sencillez, el coeficiente de empuje lateral en reposo K_0 se ha supuesto igual a la unidad. Mas exactamente, K_0 debería ser inferior a la unidad para este suelo normalmente consolidado, pero las conclusiones obtenidas a partir de dicha hipótesis siguen siendo válidas.

La resistencia sin drenaje aplicable a este problema se calcula en la fase 2. Como la arcilla es normalmente consolidada la resistencia sin drenaje varía linealmente con la profundidad. Debido a que, tanto el esfuerzo vertical total como la resistencia al corte, varían linealmente con la profundidad, el empuje horizontal sobre el muro en estado sin drenaje también varía linealmente con la profundidad. Así pues, puede calcularse el empuje total horizontal utilizando el valor medio de la resistencia al corte sin drenaje. Este cálculo se realiza en la fase 3.

Este cálculo del empuje activo al final de la construcción no requiere conocer las presiones intersticiales existentes en dicha fase. Sin embargo, también es útil calcular en este caso cuáles pueden ser estas presiones. Al igual que en el ejemplo 31.3, la presión intersticial se obtiene entrando primeramente con $q_f = s_u$ en la ecuación adecuada de resistencia al corte en términos de esfuerzos efectivos con lo que se obtiene \bar{p}_f , y comparando a continuación p_f y \bar{p}_f para determinar la presión intersticial. Este cálculo se indica en la fase 4. El resultado importante de esta fase es que la presión intersticial *disminuye* como resultado de la excavación.

Después de la excavación del terreno y de la construcción del muro el suelo comenzará a dilatarse y las presiones intersticiales tenderán a volver a sus valores iniciales, determinados por las condiciones naturales del agua freática. Así pues, las presiones intersticiales en el terreno *aumentarán* y los esfuerzos efectivos disminuirán con el tiempo. Esto significa que el suelo perderá resistencia con el tiempo y el empuje sobre el muro aumentará consecuentemente. El empuje que puede ser resistido después de la disipación de todas las presiones intersticiales ya se calculó en el ejemplo 23.12 y, de hecho, es mayor que el empuje existente al final de la construcción. La estabilidad a largo plazo controla, pues, la magnitud del empuje para el que debe proyectarse el muro de retención.

La Tabla E31.4-3 resume los esfuerzos medios para los tres estados. En la Fig. E31.4-3, la trayectoria *OA* muestra los esfuerzos efectivos desarrollados a media altura como resultado de la construcción del muro. En el punto *A* la arcilla se encuentra en estado de falla en condiciones sin drenaje. La trayectoria *AB* muestra la variación posterior de esfuerzos al disiparse las sobrepresiones intersticiales, manteniéndose el suelo en estado de falla.

La arcilla del ejemplo 31.4 era normalmente consolidada. La presión intersticial disminuía sólo ligeramente como resultado de la excavación y, por tanto, la estabilidad a largo plazo era sólo ligeramente más crítica que al final de la construcción. Si la arcilla hubiera sido sobreconsolidada las sobrepresiones intersticiales al final de la construcción habrían sido mucho más pequeñas, y por tanto, la estabilidad a largo plazo habría sido mucho más crítica que la correspondiente al final de la construcción. La relación entre las resistencias sin drenaje (final de la construcción) y con drenaje (a largo plazo) deducidas de

este ejemplo pueden compararse con los datos de la Tabla 28.1 para la descarga en compresión triaxial.

Aunque el ejemplo 31.4 es altamente hipotético, nos lleva a conclusiones prácticas aplicables a un gran número de problemas en los que el suelo es *descargado* por la excavación en un tiempo corto respecto al necesario para la consolidación.

1. Las condiciones existentes mucho después de la construcción suelen ser críticas y controlan el factor de seguridad de un talud o el empuje para el que debe proyectarse una estructura de retención.
2. El factor de seguridad para el empuje de proyecto en el caso de estabilidad a largo plazo debe calcularse utilizando los esfuerzos efectivos y las presiones intersticiales determinadas a partir de condiciones naturales del agua freática.
3. En general no es necesario determinar el factor de seguridad o el empuje inmediatamente después de la excavación, aunque este cálculo puede ser útil para asegurarse de que el estado a largo plazo constituye realmente el caso crítico.
4. Generalmente no es necesario determinar las presiones intersticiales desarrolladas inmediatamente después de la realización de la excavación. Sin embargo, determinando estas presiones intersticiales y comparándolas con las que existirán en un instante posterior, el ingeniero puede asegurarse de que el estado crítico se produce realmente a largo plazo.
5. En problemas en los que la excavación es provisional y ha de permanecer abierta durante un tiempo corto respecto al necesario para que se disipen las sobrepresiones intersticiales en el terreno adyacente, debe calcularse la estabilidad de la excavación utilizando la resistencia al corte sin drenaje. Sin embargo, las sobrepresiones intersticiales tienden a disiparse muy rápidamente en torno y por debajo de las excavaciones y, cuando esto sucede, el empleo de la resistencia sin drenaje no quedar del lado de la seguridad (ver las secciones 31.5 y 32.3).

31.4 RELACION ENTRE LOS CALCULOS REALIZADOS EN ESFUERZOS TOTALES Y EN ESFUERZOS EFECTIVOS

Como ya se ha advertido, los ejemplos presentados en las secciones 31.2 y 31.3 constituyen casos muy idealizados. No se han tenido en cuenta varias fases importantes correspondientes a la construcción del muro. Además, la arcilla colocada inmediatamente detrás de un muro de retención suele substituirse en los casos reales por un relleno granular drenante. Sin embargo, aunque estos ejemplos son académicos, su sencillez nos sirve de base para comprender la elección adecuada de los métodos de cálculo para otros casos más prácticos y, por tanto, más complejos.

Antes de volver a plantear estos principios en una forma más general, es conveniente considerar con más detalle la relación entre el cálculo s_u y el \bar{c} , $\bar{\phi}$.

Planos de deslizamiento críticos

Existen tres cuestiones que, deliberadamente, se han omitido hasta este momento: a) ¿Por qué se ha tomado la resistencia s_u en el cálculo $\phi = 0$ igual a la mitad del esfuerzo desviador, es decir igual a q_f ? b) ¿Según qué planos se produce la falla en una prueba triaxial sin drenaje realizada en arcilla?; c) ¿Dónde está situada la superficie de deslizamiento en el problema del muro de retención? Estos tres problemas están relacionados entre sí y la respuesta a estas preguntas supone una consideración teórica extremadamente importante. Esta consideración se ha demorado hasta ahora para evitar complicar las secciones anteriores.

El cálculo $\phi = 0$ utilizado para el estado al final de la construcción, como se mostró en la sección 31.1, está asociado con un plano crítico que forma un ángulo de 45° . Sin embargo, la arcilla de Weald también posee un ángulo de resistencia al corte $\bar{\phi} = 22^\circ$ por lo que, si la teoría de falla de Mohr-Coulomb fuera correcta, el plano de falla debería formar un ángulo de $(45 + \bar{\phi}/2) = 56^\circ$. Parece existir, por tanto, cierta contradicción en el empleo del método $\phi = 0$ en suelos cuya resistencia al corte esté controlada realmente por el esfuerzo efectivo.

Este dilema puede resolverse examinando los esfuerzos efectivos que existen en la masa de arcilla situada bajo un muro de retención, como el del ejemplo 31.4. Estos esfuerzos efectivos se resumen en el ejemplo 31.5. Tanto para las condiciones de estabilidad al final de la construcción como a largo plazo, se indican los esfuerzos para planos de 56° y de 45° de inclinación. Si se examinan los diagramas se aprecia que, en cada caso, el esfuerzo tangencial máximo se produce en el plano a 45° mientras que los esfuerzos tangenciales en el plano a 56° valen exactamente $\sigma \tan 22^\circ$. Esto es, por supuesto, lo que sucedería en una prueba triaxial realizada con los $\bar{\sigma}_1$ y $\bar{\sigma}_3$ existentes a $z = 1.50$ m.

Cuando una muestra se rompe en compresión triaxial, suele ser difícil determinar la inclinación del plano según el cual se produce la falla. De hecho, ni siquiera es necesario conocer los planos de falla. Puede determinarse el esfuerzo tangencial máximo que existe al fallar, cuando puede determinarse la máxima oblicuidad, es decir el valor máximo de $\tau/\bar{\sigma}$. De estas magnitudes, la utilizable en cálculos de estabilidad depende de las hipótesis adoptadas para deducir las ecuaciones en la condición de equilibrio límite.

En el cálculo $\phi = 0$ de un muro de retención se supone que la falla tiene lugar cuando el esfuerzo tangencial *máximo* en un punto alcanza un determinado valor. Así pues, el valor de s_u utilizado en las ecuaciones deducidas sobre esta base deberá ser el *máximo* esfuerzo tangencial obtenido en una prueba triaxial correspondiente², q_f . Por otro lado, en una solución basada en los esfuerzos efectivos, se supone que la falla tiene lugar cuando el máximo valor de $\tau/\bar{\sigma}$ en un punto alcanza un valor determinado, es decir, cuando la máxima oblicuidad en un punto alcanza el valor $\bar{\phi}$. Por ello, al emplear una ecuación basada en este tipo de solución, los valores $\bar{\tau}$ y $\bar{\phi}$ deben deducirse de

² Skempton (1948) ha presentado un análisis riguroso para el caso de un talud vertical.

la máxima oblicuidad obtenida en una prueba triaxial correspondiente. Por tanto, la regla a aplicar es:

Ser consistente y calcular la resistencia al corte de acuerdo con las hipótesis hechas en la teoría de equilibrio límite.

Se debe decir, por tanto, que no hay objeciones a utilizar una teoría que suponga la existencia de un plano de falla de 45° en un material que tenga un ángulo de resistencia al corte de 22° . Tanto la estabilidad al final de la construcción como a largo plazo pueden estudiarse utilizando un plano de falla bien a 45° o a $(45 + \bar{\phi}/2)^\circ$, siempre que se utilice la resistencia al corte correspondiente a tal plano. La cuestión sigue siendo: ¿qué inclinación tiene la superficie de falla real?

La arcilla blanda utilizada en esta serie de ejemplos probablemente se expandiría al someterla a compresión triaxial y simplemente se rompería tras un muro de retención. La evidencia de pruebas triaxiales y de deslizamientos de taludes en los que se han desarrollado claros planos de falla indican que la superficie de falla en una arcilla forma con la horizontal un ángulo más próximo a $(45 + \bar{\phi}/2)$ que a 45° . Esta es otra evidencia de que la resistencia al corte de una arcilla procede de un mecanismo friccional más que cohesivo. Sin embargo, los ángulos de los planos de falla observados no coinciden correctamente con el valor $\bar{\phi}$ de pruebas *CD* y este caso es el punto de partida de muchas hipótesis sobre las teorías de resistencia (Gibson, 1953). Afortunadamente, como se ha visto en la discusión anterior, es posible realizar un cálculo razonable del empuje sobre un muro de retención sin conocer la inclinación real del plano de falla.

Coincidencia entre los cálculos en esfuerzos totales y efectivos

En principio, la estabilidad al final de la construcción puede estudiarse en términos de esfuerzos efectivos al igual que en términos de resistencia sin drenaje. Para tales cálculos es necesario estimar las sobrepresiones intersticiales producidas en la carga o descarga. Sin embargo, en la práctica es mucho más conveniente determinar la estabilidad al final de la construcción (suponiendo que pueden aplicarse en esta fase las condiciones de no drenaje) por el cálculo en esfuerzos totales. El cálculo en esfuerzos efectivos requiere un paso extra: la estimación de las sobrepresiones intersticiales. No se consigue una mayor precisión por este paso adicional ya que los mismos factores que hacen difícil elegir un valor completamente exacto de s_u también complican la estimación adecuada de las sobrepresiones intersticiales producidas por la construcción (ver el capítulo 29).

En principio también es posible estudiar la estabilidad a largo plazo en términos de esfuerzos totales o de esfuerzos efectivos. Esto puede hacerse como sigue. Debe realizarse una serie de pruebas triaxiales de forma tal que, al fallar, la presión intersticial y el esfuerzo normal total sobre el plano de falla en cada prueba sean exactamente iguales a la presión intersticial y al esfuerzo normal total en un punto de la superficie de falla, que se puede esperar

► Ejemplo 31.5

Datos: Los esfuerzos calculados en el ejemplo 31.4.

Problema: Calcular los esfuerzos sobre planos que forman 45° y $(45^\circ + \phi/2)$ con la horizontal

Solución. Ver las Figs. E31.5-1 y E31.5-2.

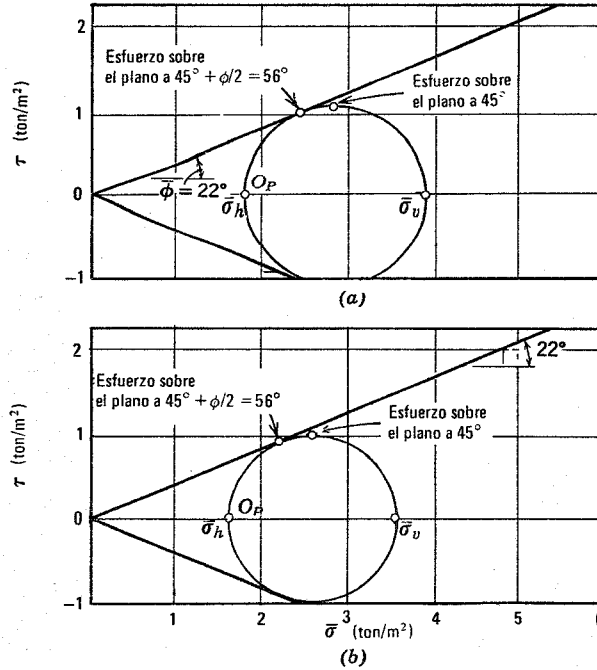


Fig. E31.5-1. (a) Al final de la construcción. (b) A largo plazo.

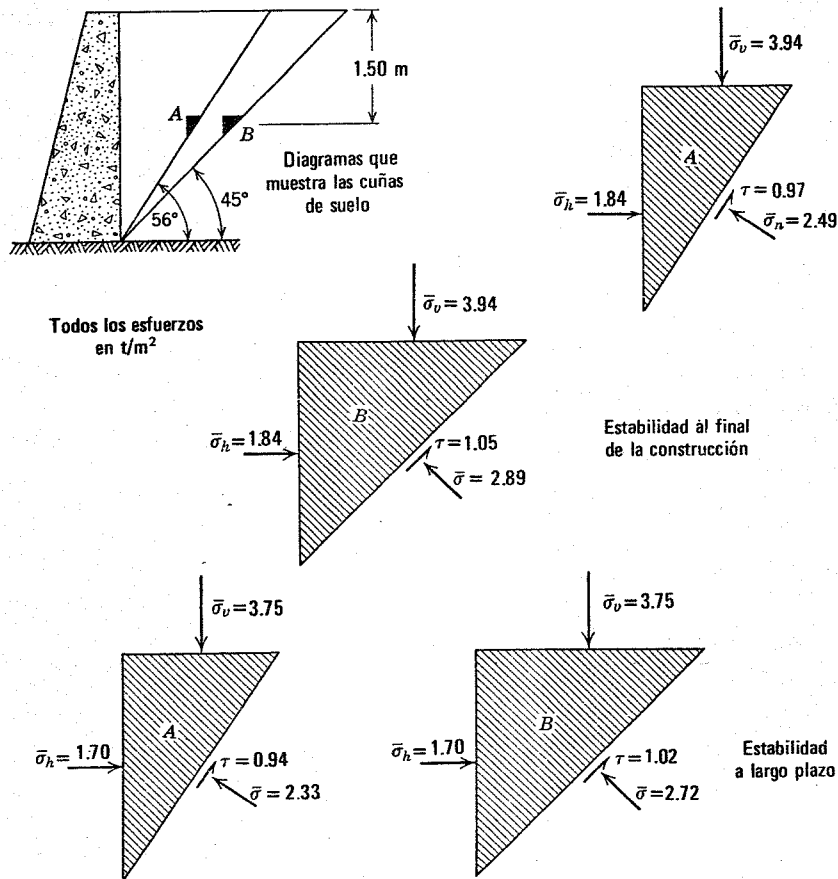


Fig. E31.5-2.

en la masa de terreno. Estas pruebas darán así la resistencia a largo plazo disponible en los puntos correspondientes del plano de falla supuesto. Estas resistencias se utilizan entonces como valores de s_u en un cálculo $\phi = 0$. Sin embargo este método es mucho más complicado que llevar a cabo pruebas para establecer \bar{c} y $\bar{\phi}$ y realizar entonces el cálculo de estabilidad en términos de esfuerzos efectivos.

Así pues, en un problema dado, el ingeniero es completamente libre para elegir entre un cálculo en esfuerzos efectivos o en esfuerzos totales. Sin embargo, por razones prácticas, uno de estos tipos de cálculo tendrá ventajas sobre el otro en determinados tipos de problemas.

Elección entre el cálculo en términos de esfuerzos efectivos o en términos de esfuerzos totales

La Tabla 31.1 resume los criterios de elección preferente de cada método de cálculo en diversas situaciones.

Los casos 1 (final de construcción con suelo saturado) y 2 (estabilidad a largo plazo) ya se han comentado con detalle en las secciones 31.2 y 31.3. El estudio del caso 3 (final de la construcción, con suelo parcialmente saturado) implica problemas difíciles y se comentará con detalle en la sección 31.6. El caso 4 supone problemas en los que los esfuerzos efectivos son mínimos en un cierto instante diferente del final de la construcción o a largo plazo. Ejemplos de este tipo son la construcción por etapas de terraplenes (Lobdell, 1959) y los terraplenes contruidos sobre cimentaciones con vetas permeables delgadas (Ward y Col., 1955). Es extremadamente difícil hacer cálculos exactos, en estos casos, previamente a la construcción. El mejor método consiste en realizar un cálculo en esfuerzos efectivos, utilizando presiones intersticiales estimadas. Es totalmente necesario en tales problemas medir las presiones reales durante la construcción y comprobar la estabilidad partiendo de estas presiones intersticiales medidas.

31.5 ESTABILIDAD DE TALUDES NATURALES Y CORTES

La Fig. 31.2 representa la variación del factor de seguridad de un talud con el tiempo, durante y después de la deformación del mismo. Durante la excavación el esfuerzo tangencial medio sobre la superficie de falla potencial aumenta. Después de terminarse la excavación, el esfuerzo tangencial medio permanece constante pero el esfuerzo efectivo sobre la superficie de deslizamiento disminuye, de forma que el factor de seguridad continúa decreciendo. Se producirá la falla en el instante en el que el factor de seguridad quede por debajo de la unidad.

La falla puede producirse durante la excavación. Si la excavación ha sido suficientemente rápida para impedir la disipación de las sobrepresiones intersticiales causadas por la descarga, esta falla puede estudiarse por el método de esfuerzos totales ($s_u, \phi = 0$). La Tabla 31.2 corresponde a cuatro cortes en arcilla inalterada, en las que las fallas se pudieron explicar correctamente (F calculado ≈ 1.0 para el talud que deslizó) mediante un cálculo $\phi = 0$. La tabla también recoge un ejemplo en el que el cálculo $\phi = 0$ no dió el resultado correcto ya que las fisuras permitieron la disipación de las sobrepresiones intersticiales negativas al avanzar la excavación.

La estabilidad de un talud al final de la excavación no constituye una garantía clara de que permanezca estable posteriormente. De hecho, la estabilidad a largo plazo suele ser la más crítica para un talud. El cálculo de taludes naturales y de taludes de trincheras a largo plazo, utilizando el método $\bar{c}, \bar{\phi}$ con las presiones intersticiales correspondientes a las condiciones naturales del agua freática ya se comentó en la sección 24.8. Ciertamente un cálculo $\phi = 0$ no es apropiado en tales casos (Bishop y Bjerrum, 1960). Por otro lado, ni los esfuerzos resistentes ni los desestabilizadores son constantes en la estabilidad a largo plazo, como se indica en la Fig. 31.3. En suelos fi-

Tabla 31.1 Elección del método de cálculo de estabilidad en esfuerzos totales o efectivos

Caso	Método preferible	Observaciones
1. Final de la construcción con suelo saturado; período de construcción corto respecto al de consolidación	Cálculo s_u con $\phi = 0$ y $c = s_u$	El método $\bar{c}, \bar{\phi}$ permite comprobaciones durante la construcción mediante las presiones intersticiales reales
2. Estabilidad a largo plazo	El método $\bar{c}, \bar{\phi}$ con presiones intersticiales deducidas de las condiciones de equilibrio del agua freática	
3. Final de la construcción con suelo parcialmente saturado; período de construcción corto respecto al de consolidación	Cualquier método: $\bar{c}_u, \bar{\phi}_u$ en pruebas SCSD o el $\bar{c}, \bar{\phi}$ con presiones intersticiales estimadas	El método $\bar{c}, \bar{\phi}$ permite comprobaciones durante la construcción mediante las presiones intersticiales reales
4. Estabilidad en fases intermedias	Método $\bar{c}, \bar{\phi}$ con presiones intersticiales estimadas	Las presiones intersticiales reales deben comprobarse <i>in situ</i>

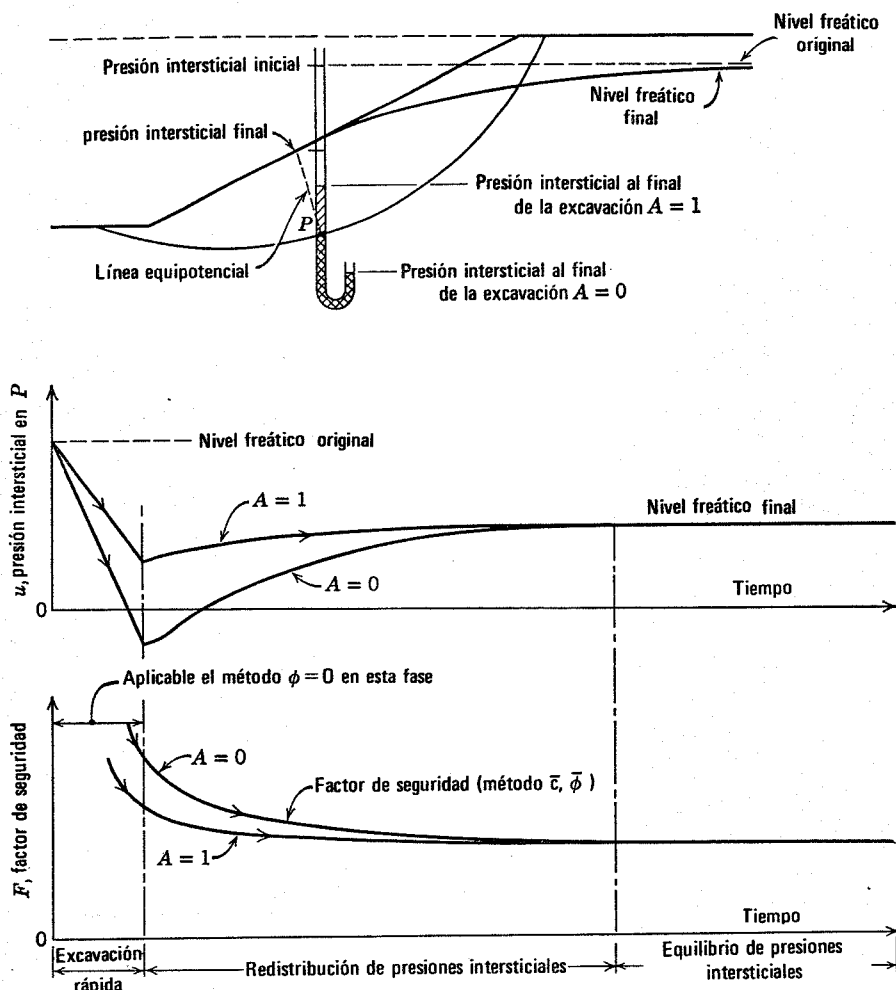


Fig. 31.2. Variación de las presiones intersticiales y del factor de seguridad durante y después de la excavación de una trinchera en arcilla (Según Bishop y Bjerrum, 1960).

surados, el parámetro de resistencia \bar{c} puede disminuir gradualmente. Los ascensos estacionales del nivel freático reducen los esfuerzos efectivos y por tanto la resistencia a lo largo de una superficie de deslizamiento potencial. Tales ascensos aumentan también el peso del suelo por encima de la superficie de deslizamiento y, como consecuencia, el momento desestabilizador. La erosión al pie del talud, que produce un pequeño descalce, puede aumentar las fuerzas desestabilizadoras y reducir la resis-

tencia. El deslizamiento a largo plazo se suele producir por un pequeño cambio de este tipo en un talud ya próximo a la inestabilidad.

Requieren mención especial los deslizamientos de taludes naturales en arcilla sensible y en arena muy suelta: supongamos que la arcilla sensible que constituye un talud se consolida hasta el estado representado por el punto A en la Fig. 29.5b. Si ocurriera una deformación tangencial adicional suficientemente lenta para evitar el desarrollo de sobrepresiones intersticiales, el talud seguiría siendo estable debido a la distancia entre el punto A y la línea de falla correspondiente a la resistencia residual. Sin embargo, si la deformación tangencial adicional se produce muy rápidamente, de forma que se creen condiciones de no drenaje, la resistencia al corte del suelo disminuirá. Así pues, si se produce un esfuerzo de corte adicional repentino, como la erosión del pie del talud, en un talud en tal estado, toda la masa del suelo del talud puede perder su resistencia, dando lugar a un deslizamiento importante (ver la Fig. 1.13). Todos los deslizamientos descritos por Bjerrum (1954) y Jakobson (1952) Meyerhof (1957) y Hutchinson (1961) se produjeron de esta forma.

La estabilidad de los taludes naturales en arcilla sensible y en arena suelta deben estudiarse por el método \bar{c} , $\bar{\phi}$, utilizando las presiones intersticiales asociadas con las

Tabla 31.2 Deslizamientos de excavaciones al final de la construcción

Localidad	Suelo	Factor de seguridad calculado (método $\phi = 0$)
Huntspill, Inglaterra	Arcilla intacta	0.90
Congress St., Chicago	Arcilla intacta	1.10
Skattsmanso, Suecia	Arcilla intacta	1.06
Skattsmanso, Suecia	Arcilla intacta	1.03
Bradwell, Inglaterra	Arcilla dura fisurada	1.7

Según Bishop y Bjerrum, 1960.

condiciones naturales del agua freática. Sin embargo, los valores \bar{c} , $\bar{\phi}$, deben calcularse mediante pruebas especiales que determinen las condiciones de esfuerzos efectivos para una inestabilidad incipiente al producirse un esfuerzo de corte sin drenaje adicional (Bjerrum y Landva, 1966). El empleo de los \bar{c} y $\bar{\phi}$ correspondientes a la resistencia máxima en pruebas sin drenaje dará lugar a una gran sobrestimación de la estabilidad de los taludes en arcilla sensible (Bjerrum, 1961).

31.6 ESTABILIDAD DE PRESAS Y TERRAPLENES

La Fig. 31.4 representa la variación de los esfuerzos tangenciales, las presiones intersticiales y el factor de seguridad en una presa de tierra, partiendo de la construcción de la presa y continuando a través de la vida de servicio del embalse. Durante la construcción aumentan los esfuerzos tangenciales sobre la superficie de deslizamiento potencial. También aumentan las presiones intersticiales ya que el suelo colocado va siendo cargado al superponer capas sucesivas. Después de terminar la obra las sobrepresiones intersticiales comienzan a disiparse, volviendo a aumentar de nuevo al llenar el embalse. El llenado del embalse hace disminuir los esfuerzos tangenciales en el talud de aguas arriba debido al efecto favorable de la presión del agua sobre el talud, mientras que los esfuerzos tangenciales medios en el talud de aguas abajo permanecen invariables o aumentan ligeramente. El talud de aguas abajo puede estar sometido varias veces a un esfuerzo de corte adicional durante el funcionamiento del embalse como resultado de un vaciado rápido.

El examen de la Fig. 31.4 revela que los instantes críticos para el talud de aguas arriba son el correspondiente al final de la construcción y a un vaciado rápido, mientras que los instantes críticos para el talud de aguas abajo se producen al final de la construcción y bajo el flujo establecido una vez lleno el embalse. El estudio del flujo al final de la construcción o en régimen establecido se comenta en esta sección; el vaciado rápido se estudiará en la sección 31.7.

Estado al final de la construcción

Como se indicó en la Tabla 31.1, puede utilizarse el cálculo en esfuerzos totales (s_u) o en esfuerzos efectivos (\bar{c} , $\bar{\phi}$) para estudiar la estabilidad al final de la construcción, aunque existen dificultades inherentes a cada método. La Tabla 31.3 resume las fases de ambos tipos de cálculo, mientras que en la Tabla 31.4 se comparan ambos métodos.

Para un cálculo s_u es necesario estimar la resistencia al corte disponible al final de la construcción, considerando tanto los factores que influyen sobre la resistencia sin drenaje de un suelo parcialmente saturado como la disipación de presiones intersticiales que pueden producirse durante la construcción. La resistencia al corte sin drenaje se ha comentado brevemente en la sección 28.7. La clave del éxito consiste en reproducir en pruebas de laboratorio los esfuerzos iniciales y las presiones intersticiales existentes inmediatamente después de compactar el suelo y las variaciones de esfuerzos subsiguientes originadas por la coloca-

ción de las cargas superiores. Existe gran inseguridad respecto a la estimación de los valores adecuados de la resistencia al corte sin drenaje y aún es más difícil la estimación de la influencia de la disipación parcial de las sobrepresiones intersticiales.

Para un cálculo \bar{c} , $\bar{\phi}$ es necesario estimar las presiones intersticiales producidas en la presa durante la construcción. Bishop y Bjerrum (1960) describen cómo puede realizarse esta estimación utilizando el cociente entre la presión intersticial inducida y el esfuerzo principal máximo, determinado en pruebas de laboratorio o de acuerdo con la experiencia en presas de tierra. La estimación de las presiones intersticiales presenta gran inseguridad, especialmente si se produce una disipación parcial durante la construcción.

Como se indicó en la Tabla 31.4, desde el punto de vista de la exactitud no existe diferencia básica entre ambos métodos. Las lagunas de nuestro conocimiento que hacen difícil la estimación de las presiones intersticiales también dificultan la evaluación adecuada de la resistencia al corte sin drenaje (Whitman, 1960). Existe una clara ventaja en el empleo del método \bar{c} , $\bar{\phi}$: Las presiones intersticiales supuestas en el proyecto de una presa pueden comprobarse mediante medidas *in situ* y el proyecto puede modificarse durante la construcción si es necesario (Bishop, 1957).

La inestabilidad al final de la construcción resulta más probable cuando el suelo se compacta con una humedad próxima o por encima de la óptima; es decir, cuando el grado inicial de saturación es relativamente elevado (ver la sección 26.8 y el capítulo 34). Así, desde el punto de vista de la estabilidad, es deseable compactar el suelo por el lado seco del óptimo. Sin embargo, existen otras consideraciones prácticas como la economía o el deseo de una presa plástica que resista la fisuración, las cuales pueden aconsejar una humedad de colocación más elevada. Sher-

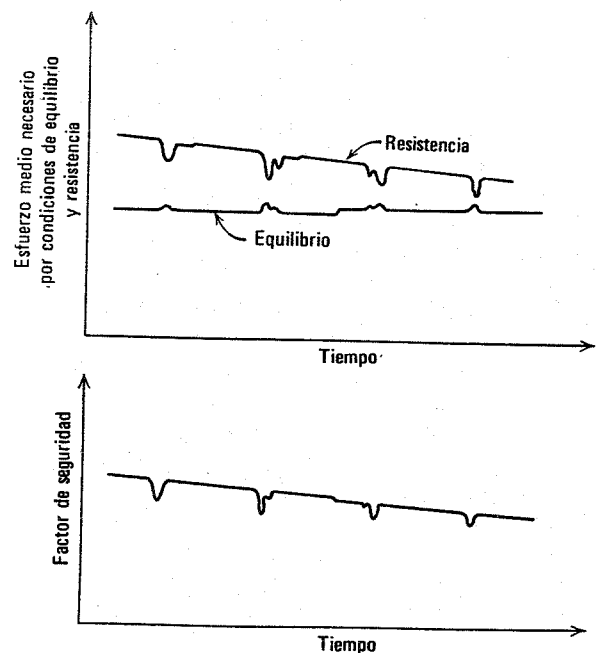


Fig. 31.3. Variación a largo plazo de las fuerzas resistentes y desestabilizadoras.

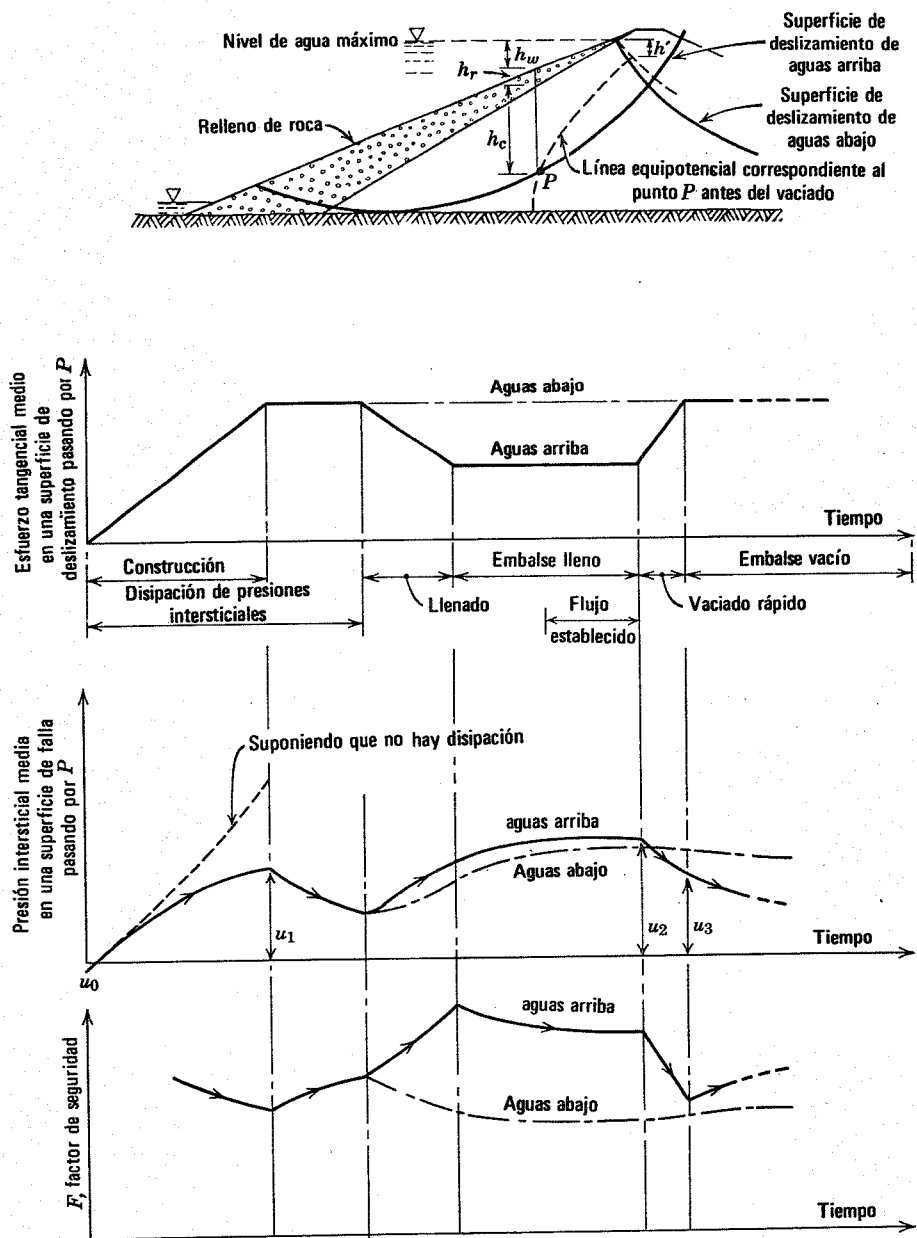


Fig. 31.4. Variación de los esfuerzos tangenciales, presiones intersticiales y el factor de seguridad durante y después de la construcción de una presa de tierra (basado en datos de Bishop y Bjerrum, 1960).

ard y Col. (1963) comentan las múltiples cuestiones prácticas implicadas en el proyecto y construcción respecto a la estabilidad al final de la construcción. Las presas que han fallado o han presentado deformaciones excesivas durante la construcción han sido comentadas por Bishop y Col. (1960) y Linell y Shea (1960).

Estabilidad de los taludes de aguas abajo con flujo en régimen establecido

El cálculo de la estabilidad de un talud de aguas abajo con flujo establecido se suele realizar siempre utilizando el método \bar{c} , $\bar{\phi}$, estimando las presiones intersticiales a partir de una red de flujo. Las características esenciales de tales redes y los métodos utilizados para la determinación de

presiones intersticiales a partir de una red flujo se comentaron en el capítulo 18. El proyecto del talud de aguas abajo para reducir los riesgos de inestabilidad por flujo en régimen establecido supone el empleo de un suelo impermeable en el manto de aguas abajo y/o la construcción de filtros para drenar la corriente de filtración, de manera que la línea freática en el talud de aguas abajo permanezca baja (Sherard y Col, 1963). Si se permitiera el brote de la filtración en el talud de aguas abajo, se produciría una inestabilidad local en tal punto, originándose una erosión gradual y la socavación de la presa. Este tipo de falla, denominada *tubificación*, ha sido una causa frecuente de la falla total o parcial de presas de tierra (Middlebrooks, 1953).

Tabla 31.3 Elementos necesarios para el cálculo en esfuerzos totales o efectivos

Se necesitan	Observaciones
CALCULO EN ESFUERZOS TOTALES	
Los esfuerzos totales en el suelo debidos a las fuerzas de masa y a las cargas exteriores	Común a ambos métodos
Pruebas para determinar la resistencia del suelo sometido a variaciones de esfuerzo total semejantes a las que se producirán en la masa de suelo	La precisión de las pruebas es siempre dudosa ya que la resistencia depende de las presiones intersticiales inducidas y éstas a su vez dependen de muchos detalles del método de prueba; las pruebas son fáciles de realizar
CALCULO EN ESFUERZOS EFECTIVOS	
Los esfuerzos totales en el suelo debidos a las fuerzas de masa y a las cargas exteriores	Común a ambos métodos
Pruebas para determinar la relación entre resistencia y esfuerzo efectivo	Puede realizarse con considerable precisión ya que esta relación no es muy sensible a las condiciones de la prueba; las pruebas requieren bastante tiempo
Determinación de las variaciones de presión intersticial debidas a variaciones en las cargas exteriores	La precisión es siempre dudosa debido a los múltiples factores que influyen sobre la magnitud de las variaciones de la presión intersticial

Terraplenes sobre cimentaciones blandas

Cuando un terraplén de poca altura se construye sobre un estrato blando de arcilla puede producirse una falla por hundimiento en la arcilla incluso aunque el talud del terraplén en sí sea suficientemente estable. La asimilación completa de este problema requiere considerar los aspectos

descritos en el capítulo 32. La estabilidad de terraplenes sobre suelos blandos se suele estudiar suponiendo una superficie de falla como la que aparece en la Fig. 31.5. El estado más crítico se suele presentar al final de la construcción, siendo adecuado el método s_u ($\phi = 0$), al menos para la parte de la superficie de falla que atraviesa el terreno de cimentación. En la Tabla 31.5 se enumeran varios casos estudiados que demuestran la aplicabilidad del método s_u . Cuando se teme la inestabilidad durante la construcción de un terraplén, suele ser necesario recurrir bien a drenes de arena en la cimentación para acelerar la disipación de las presiones intersticiales o a una construcción por etapas que dé tiempo suficiente para que se disipen las presiones intersticiales. En tales problemas, deben observarse *in situ* las presiones intersticiales reales desarrolladas en la cimentación, debiendo recalcularse la estabilidad de vez en cuando por el método \bar{c} , $\bar{\phi}$ empleando tales presiones intersticiales medidas.

31.7 VACIADO RAPIDO

El vaciado rápido da lugar a un descenso repentino del nivel de agua en contacto con un talud. Los taludes de aguas arriba de las presas de tierra, al igual que los taludes naturales adyacentes a un embalse, sufren este fenómeno cuando se hace descender repentinamente el nivel del embalse. El vaciado rápido también se produce cuando el nivel de un río desciende después de una crecida o cuando el nivel del mar baja a continuación de una marea tormentosa. Aunque las presiones intersticiales en un talud se pueden ajustar inmediatamente al nivel de agua descendente, pueden producirse elevadas presiones intersticiales en un talud como consecuencia de un vaciado rápido. Morgenstern (1963) ha citado varios deslizamientos de taludes provocados por un vaciado rápido.

De forma aproximada, aunque muy útil, las consecuencias de un vaciado rápido pueden dividirse en dos fases (ver la Fig. 31.6). Si el tiempo de vaciado es muy inferior al tiempo en el que pueden producirse ajustes de consolidación en el talud, las presiones intersticiales inmediata-

Tabla 31.4 Comparación entre los métodos de cálculo en esfuerzos totales y efectivos

Criterio	Esfuerzo total	Esfuerzo efectivo
Sencillez y volumen de cálculo o pruebas	Mucho menos trabajo ya que el cálculo en esfuerzos efectivos tiene el paso extra de determinar la variación de presiones intersticiales	
Precisión	Ninguna diferencia: la misma laguna que hace difícil calcular la variación de presiones intersticiales, implica la dificultad de crear las condiciones adecuadas en pruebas sin drenaje	
Claridad de los resultados		Más claro, debido a que la resistencia viene determinada por los esfuerzos efectivos. Es posible comprobar el proyecto mediante medidas de presiones intersticiales durante la construcción

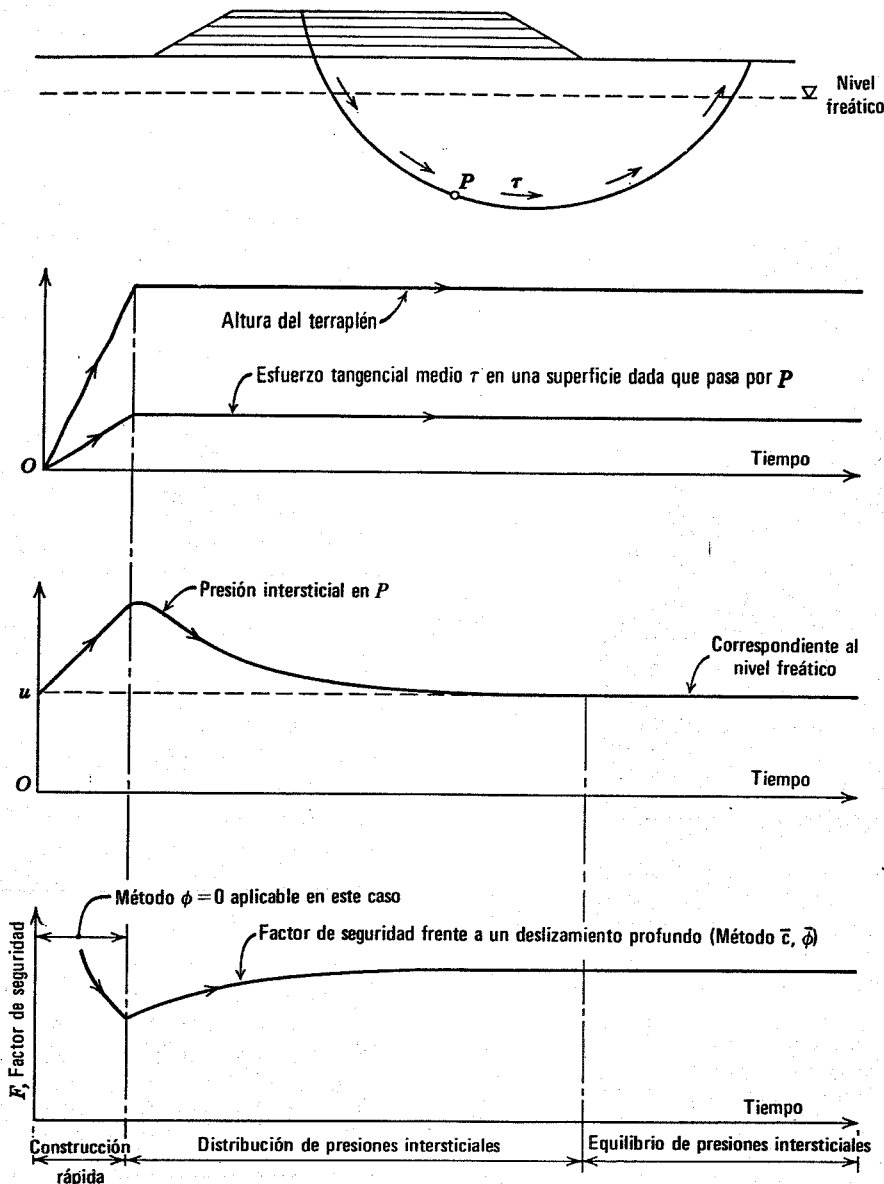


Fig. 31.5. Variación de los esfuerzos tangenciales, presiones intersticiales y factor de seguridad durante y después de la construcción de un terraplén (Según Bishop y Bjerrum, 1960).

Tabla 31.5 Deslizamientos al final de la construcción de terraplenes sobre una cimentación arcillosa saturada

Localidad	Factor de seguridad calculado (método $\phi = 0$)
Chingford	1.05
Gosport	0.93
Panama 2	0.93
Panama 3	0.98
Newport	1.08
Bromma II	1.03
Bocksjön	1.10
Huntington	0.98

Según Bishop y Bjerrum, 1960.

mente después del vaciado serán iguales a las presiones intersticiales antes del vaciado más la variación de presión intersticial debida a la variación de la carga de agua sobre el talud. Con el tiempo se producirán ajustes de consolidación, pero las presiones intersticiales aún se mantendrán altas hasta que el agua en exceso sea drenada del talud y se alcance un nuevo equilibrio correspondiente al nivel inferior del agua en contacto con el talud. En suelos permeables como las arenas gruesas y las gravas, el tiempo de consolidación será generalmente menor que cualquier tiempo de vaciado real, de forma que nunca se producirá la fase representada en la Fig. 31.6b y la estabilidad de los taludes en tales suelos puede estudiarse mediante una red de flujo no establecido como la que aparece en la Fig. 31.6c. En suelos de baja permeabilidad es crítica la situación representada en la Fig. 31.6b, por lo que se refiere a la estabilidad de taludes.

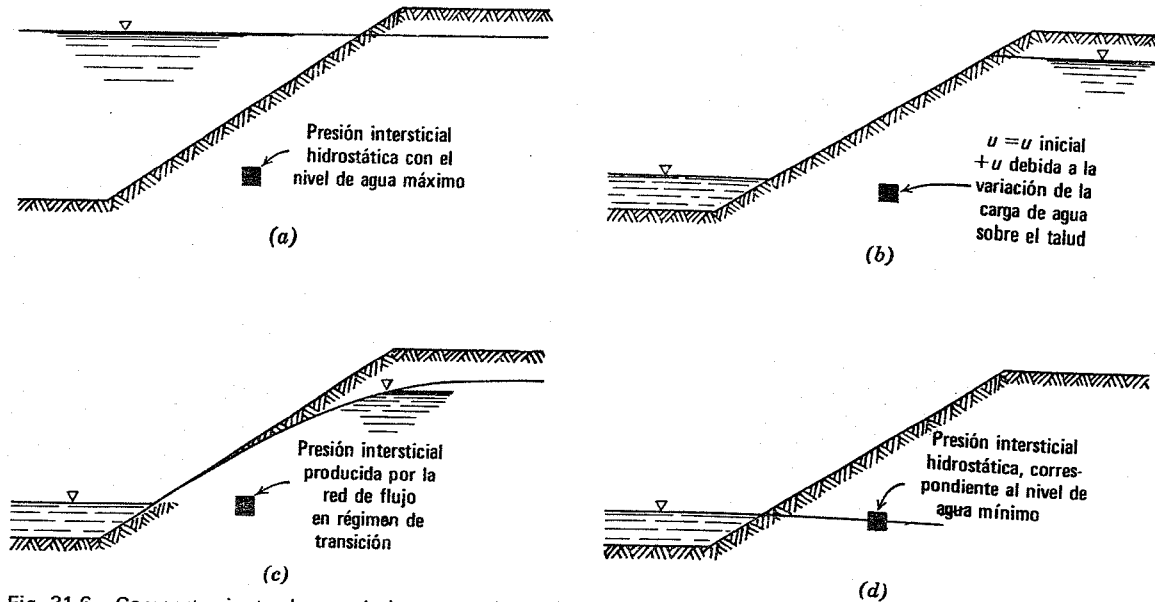


Fig. 31.6. Comportamiento de un talud en un vaciado rápido a) Estado inicial de equilibrio. b) Después del vaciado pero antes de reajustarse las presiones. c) Después del reajuste de presiones. d) Estado de equilibrio final.

Tiempo de consolidación mucho mayor que el tiempo de vaciado

En este caso (Fig. 31.6b) puede estudiarse la estabilidad bien por el método s_u o el método \bar{c} , $\bar{\phi}$. Para el método \bar{c} , $\bar{\phi}$ es necesario calcular la variación de presiones intersticiales producidas por la variación en la carga de agua sobre el talud. Bishop (1954) ha deducido ecuaciones para realizar tales cálculos, basadas en la hipótesis conservadora de que el suelo que constituye el talud está saturado. Morgenstern (1963) ha presentado ábacos de estabilidad para cálculos aproximados referentes a este caso.

Para un cálculo s_u es necesario determinar la resistencia al corte sin drenaje disponible, teniendo en cuenta los esfuerzos bajo los cuales se consolida el suelo inmediatamente antes del vaciado. Lowe y Karafiath (1960) han expuesto con detalle el método para determinar esta resistencia al corte y para realizar los cálculos de estabilidad necesarios.

Tiempo de consolidación mucho menor que el de vaciado

La estabilidad de los taludes en este caso (Fig. 31.6c) se estudia por el método \bar{c} , $\bar{\phi}$, determinando las presiones intersticiales mediante una red de flujo (Renius, 1955). Estas redes representan las condiciones de flujo y de presión intersticial en un instante determinado. Al transcurrir el tiempo el nivel freático descende y, para un cálculo completo, es necesario trazar una serie de redes de flujo intermedias. Sin embargo, generalmente suele ser crítico el estado inmediatamente después del vaciado y basta con trazar la red de flujo correspondiente a ese instante.

31.8 ESTABILIDAD DURANTE TERREMOTOS

Durante los grandes terremotos se producen numerosos deslizamientos en taludes naturales y la falla de terraple-

nes. La mayoría de estas fallas han sido de una importancia relativamente escasa, aunque se han producido algunos deslizamientos de grandes consecuencias (Seed, 1966a). La mayor parte de los daños causados por el terremoto de Alaska de 1964 se debieron a deslizamientos (Seed y Wilson 1967; Shannon, 1966). La Fig. 31.7 muestra un deslizamiento que abarcó aproximadamente 22.000.000 m³ de tierra, producido durante el terremoto de Chile de 1960 (Duke y Leeds, 1963). Ha existido como mínimo una falla catastrófica de presa de tierra como resultado de un terremoto (Seed, 1966b). Fallas de este tipo se deben en parte al aumento de los esfuerzos tangenciales producidos por las cargas sísmicas, pero las fallas principales se deben usualmente a la disminución o pérdida de resistencia bajo las cargas cíclicas (ver la sección 29.3). Las presas de tierra y grandes trincheras o taludes naturales cuya falla puede producir pérdida de vidas o grandes daños, deben estudiarse cuidadosamente desde el punto de vista de la susceptibilidad al deslizamiento en un terremoto.

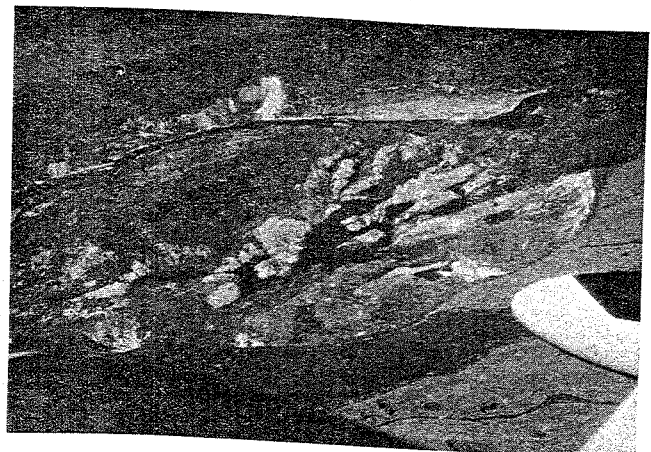


Fig. 31.7. Deslizamiento de tierras junto al Lago Ríñihue, Chile, durante el terremoto de 1960.

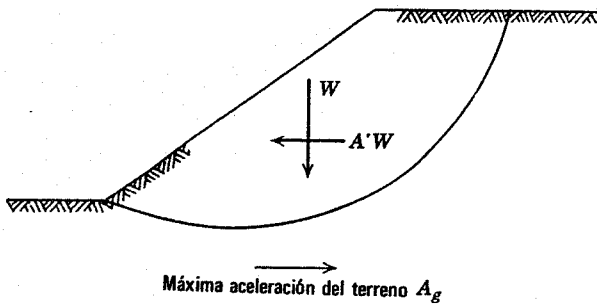


Fig. 31.8. Fuerza sísmica sobre una masa potencialmente deslizante.

Todos los métodos habitualmente disponibles para el estudio del factor de seguridad de un talud durante un terremoto suponen una modificación del cálculo en equilibrio límite convencional para incluir una fuerza sísmica (ver la Fig. 31.8). La fuerza sísmica es proporcional al peso de la masa potencialmente deslizante multiplicado por un coeficiente sísmico A' que está relacionado con cierta forma con la aceleración del terreno subyacente. Hasta el momento se han adoptado simplemente valores de A' (generalmente 0.1 ó 0.2) exigiéndose que el talud posea un factor de seguridad igual como mínimo a la unidad bajo los efectos combinados del peso W y la fuerza sísmica $A'W$. Recientemente se han propuesto dos métodos más realistas para el cálculo del factor de seguridad.

El método de Newmark (1965) ya comentado en la sección 15.3, estudia el suelo como un material rígido-plástico. El primer paso para la aplicación del método consiste en determinar, mediante la resistencia al corte disponible en la superficie de falla potencial, la máxima aceleración posible $A'g$ que puede transmitirse a la masa deslizante potencial. Si A' es mayor o igual que A , siendo A_g la máxima aceleración del terreno subyacente durante un terremoto, no se producirá deformación plástica del suelo. Sin embargo, la deformación plástica se producirá siempre que A sea superior a A' y el paso final del método de Newmark es la estimación de los desplazamientos permanentes resultantes de cada impulso de movimiento del terreno con A' mayor que A . Si el desplazamiento total permanente estimado es pequeño (digamos de varios centímetros) puede suponerse que el talud posee seguridad frente al mismo supuesto. Por otro lado, si el desplazamiento permanente estimado es bastante grande (de unos 5 m ó más) puede juzgarse que el talud no posee estabilidad. Este método no considera la deformación que puede producirse por esfuerzos tangenciales menores que los correspondientes a la falla, aunque este inconveniente puede superarse mediante una elección adecuada del esfuerzo tangencial de fluencia. Este método no resulta satisfactorio para aquellos problemas en los que puede existir una gran pérdida de resistencia al corte como resultado de la carga sísmica.

El método propuesto por Seed (1966b) supone los siguientes pasos:

1. Partiendo de un cierto movimiento en el terreno subyacente y estudiando el talud como un cuerpo elástico deformable con amortiguación, se calcula el coeficiente sísmico medio A' .

2. Utilizando el método convencional de equilibrio límite (como en el capítulo 24), se calcula el esfuerzo tangencial medio a lo largo de la superficie de deslizamiento potencial en primer lugar sin fuerza sísmica y a continuación incluyendo la fuerza sísmica.
3. Se realizan una o varias pruebas de laboratorio bajo carga cíclica, correspondientes a uno o mas puntos de la superficie de falla potencial con esfuerzos iniciales iguales a los calculados sin la carga sísmica y con esfuerzos adicionales iguales a los calculados incluyendo la carga sísmica. La máxima deformación observada durante estas pruebas de laboratorio se toma como indicación del factor de seguridad del talud durante un terremoto.

Este método no considera directamente la limitación de la máxima aceleración del talud debido a la limitada resistencia al corte del talud, pero indica la magnitud de la deformación que puede producirse por esfuerzos tangenciales menores que la resistencia del suelo. El método resulta especialmente adecuado para problemas en los que pueda producirse la licuefacción.

Sherard (1967) hace varias consideraciones, además de los simples factores de seguridad, que deben tenerse en cuenta al decidir la seguridad de una presa de tierra durante un terremoto.

31.9 RESUMEN DE PUNTOS PRINCIPALES

1. En problemas en los que los esfuerzos aplicados a una masa de suelo varían en un tiempo corto respecto al de consolidación de la masa, la estabilidad puede considerarse en dos fases: al final de la construcción, correspondiente a la resistencia sin drenaje, y a largo plazo correspondiente al corte con drenaje.
2. Si el suelo está saturado, la estabilidad al final de la construcción se puede estudiar mejor por un método en esfuerzos totales con $\phi = 0$ y tomando una resistencia igual a la resistencia al corte sin drenaje. Para tal método no es necesario determinar las presiones intersticiales a lo largo de una superficie de falla potencial. Sin embargo, el conocimiento de las presiones intersticiales en esta fase servirá para decidir cuál es más crítica, si la condición al final de la construcción o a largo plazo. La estabilidad al final de la construcción puede también estudiarse en términos de esfuerzos efectivos (método \bar{c} , $\bar{\phi}$) utilizando las presiones intersticiales estimadas por los métodos comentados en el capítulo 26, aunque este método es difícil de aplicar debido a la inseguridad en las estimaciones de la presión intersticial.
3. Si el suelo está parcialmente saturado, la estabilidad al final de la construcción puede estudiarse bien por el método s_u o un método \bar{c} , $\bar{\phi}$ estimando las presiones intersticiales. Cualquiera de ambos métodos debe utilizarse con gran cuidado, siendo igual la precisión de ambos. Existe ventaja en la utilización del método \bar{c} , $\bar{\phi}$: la estabilidad puede volverse a calcular durante la construcción utilizando valores medidos de las presiones intersticiales reales.

4. La estabilidad a largo plazo debe estudiarse siempre por el método \bar{c} , $\bar{\phi}$, con las presiones intersticiales correspondientes a las presiones de equilibrio del agua freática. Con arcillas sensibles y arenas muy sueltas, deben emplearse métodos especiales para calcular \bar{c} y $\bar{\phi}$.
5. En problemas que suponen la carga de una masa de suelo, suele ser crítica la condición al final de la construcción, mientras que la estabilidad a largo plazo es crítica en masas de suelo en descarga. Existen algunos problemas especiales para los cuales los estados intermedios suelen ser más críticos. La clave para establecer el estado más crítico radica en un estudio de la variación de las presiones intersticiales con el tiempo.

PROBLEMAS

31.1 Referencia al ejemplo 31.4. Determinése la resistencia pasiva disponible al final de la construcción y a

largo plazo. Trácese un diagrama representando las trayectorias de esfuerzos totales y efectivos para el "punto típico" a media altura.

31.2 Referencia al ejemplo 31.3. Determinése el empuje activo al final de la construcción y para la estabilidad a largo plazo. Trácese un diagrama que represente las trayectorias de esfuerzos totales y efectivos para el punto típico a media altura. Despréciese la posibilidad de grietas de tensión; es decir supóngase que tanto la cara de contacto agua-muro como el esqueleto mineral pueden absorber tensiones.

31.3 Una excavación provisional, con un talud 1.5 (horizontal); 1 (vertical) debe construirse en un estrato de arcilla de 30 m de espesor con una resistencia al corte sin drenaje de 0.75 kg/cm^2 . El peso específico total de la arcilla es 2 t/m^3 . Si el factor de seguridad debe ser como mínimo de 1.5 ¿cuál es la máxima profundidad admisible de la excavación?

CAPITULO 32

Cimentaciones superficiales en condiciones de carga sin drenaje

En el capítulo 14 se introdujo el tema de las cimentaciones superficiales, estudiando con detalle su comportamiento sobre el suelo seco. En el capítulo 25 se amplió el tema para incluir el caso en el que el terreno contiene agua. En el capítulo 25 también se estudiaba la capacidad de carga y el desplazamiento vertical de las cimentaciones cargadas en condiciones de drenaje. El presente capítulo amplía aún más lo tratado en los capítulos 14 y 25, estudiando el caso habitual e importante de las cimentaciones cargadas en condiciones sin drenaje, pero permitiendo éste posteriormente.

La Fig. 28.14 muestra las trayectorias de esfuerzos efectivos para un elemento de suelo sometido a dos condiciones extremas de drenaje; drenaje completo, *AB*, y drenaje nulo *AJ* seguido de drenaje *JB*. Estas trayectorias pueden considerarse representativas de las condiciones medias en el terreno bajo una zapata. El caso con drenaje *AB*, estudiado en el capítulo 25 suele proporcionar el asentamiento mínimo y el factor de seguridad máximo respecto a la capacidad de carga final. La carga sin drenaje *AJ*, seguida de consolidación, suele dar lugar al asentamiento máximo y al factor de seguridad mínimo, es decir, es el caso más crítico.

Entre ambos casos límites, de drenaje nulo o completo, existe un número infinito de condiciones de drenaje parcial, como el que se muestra en la Fig. 28.14. Normalmente el ingeniero necesita considerar únicamente los dos casos límites en lo referente a la estabilidad. Sin embargo, para calcular la deformación debe tenerse en cuenta el caso de carga que se producirá en la estructura real. Como puede deducirse fácilmente, debe examinarse cada problema para determinar con qué amplitud se producirá el drenaje al aplicar la carga. Los principios expuestos en el capítulo 27 permiten hacer una estimación sobre el tiempo necesario para la consolidación completa.

Comparando el tiempo necesario para la aplicación completa de la carga con el tiempo requerido para la consolidación total, el ingeniero puede situar su problema en una de las tres categorías siguientes:

1. *Carga con drenaje*, cuando el tiempo de consolidación es muy inferior al tiempo de aplicación de la carga.

2. *Carga sin drenaje*, cuando el tiempo de consolidación es mucho mayor que el tiempo de aplicación de la carga.

3. *Carga con drenaje parcial*, cuando el tiempo de consolidación y el de aplicación de la carga son del mismo orden de magnitud.

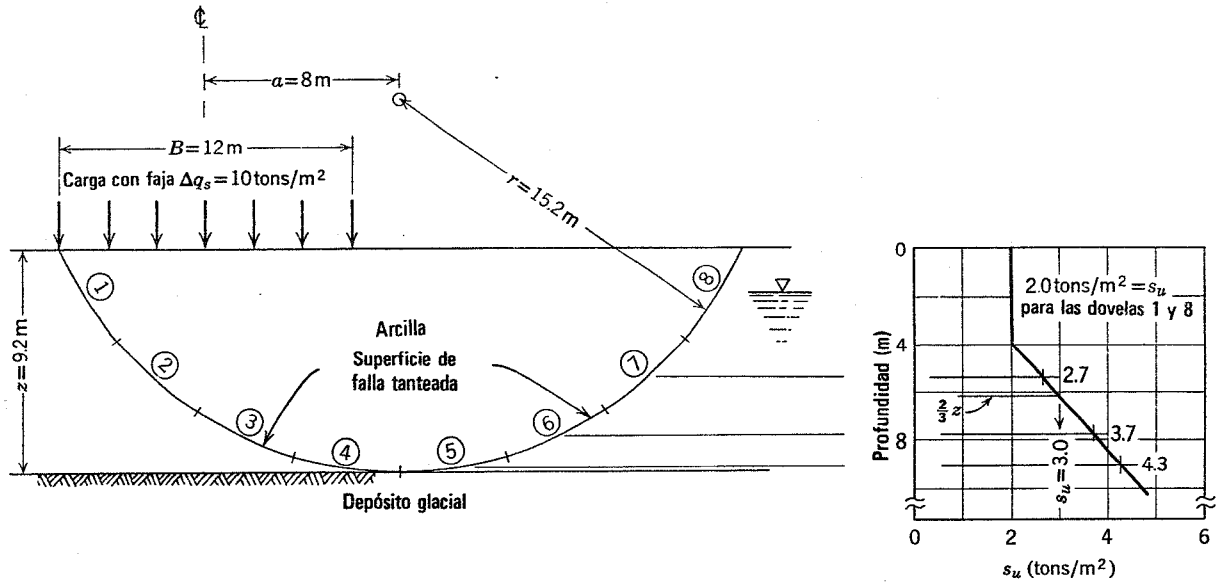
Generalmente la permeabilidad de la arena es tan grande que los problemas de deformación en este suelo pueden estudiarse como problemas de carga con drenaje. Por otro lado, la permeabilidad de la arcilla es tan baja que frecuentemente la situación real corresponde a una *carga sin drenaje*. La permeabilidad del limo, intermedia entre la de la arcilla y la de la arena, es tal que no se pueden hacer indicaciones generales como en los casos de la arena o la arcilla; cada caso debe estudiarse en particular.

32.1 ESTABILIDAD DE UNA CIMENTACION

El factor de seguridad frente a la falla general de una cimentación superficial puede calcularse mediante los principios de equilibrio límite expuestos en el capítulo 31. La Fig. 32.1 ilustra este método. Una carga en faja de 10 t/m^2 descansa sobre un depósito de arcilla cuya resistencia al corte varía con la profundidad, según se indica en la Fig. 32.1. Se ha dibujado una superficie de falla potencial, dividiéndola en dovelas de igual longitud de arco Δl . La resistencia al corte media sin drenaje para cada dovela se obtiene del diagrama resistencia-profundidad. Dividiendo el momento resistente por el momento desestabilizador se obtiene un factor de seguridad de 1.84.

El método expuesto en la Fig. 32.1 puede utilizarse para aquellos casos en los que el terreno no es uniforme (Fig. 32.2) o para secciones transversales irregulares (Fig. 32.3).

Cuando la carga de la zapata no se extiende en dirección perpendicular al plano de la figura una distancia relativamente grande respecto al ancho de la carga, el cálculo de estabilidad se hace más difícil y se pierde aproximación. Este caso se plantea cuando la carga de la Fig. 32.3 se debe a un depósito en lugar de a una carga en faja. Una resistencia importante frente a una falla rotacional viene suministrada por la resistencia al corte en planos del terreno paralelos al de la figura. La no consideración de



$$\text{Factor de seguridad} = \frac{\text{momento resistente}}{\text{momento motor}}$$

Momento resistente:

$$\Sigma s_u \Delta l = rL \Sigma s_u$$

$$r = 15.2, \quad L = 4.6 \quad \Sigma s_u = 2(2.0 + 2.7 + 3.7 + 4.3) = 2(12.7) = 25.4$$

Momento motor:

$$B \Delta q_s a$$

$$FS = \frac{(15.2 \text{ m})(4.6 \text{ m})(25.4 \text{ tons/m}^2)}{(12 \text{ m})(10 \text{ tons/m}^2)(8 \text{ m})} = \frac{1776}{960} = 1.84$$

$$s_u \text{ medida para la superficie tanteada} = \frac{12.7}{4} = 3.2 \text{ tons/m}^2$$

$$s_u \text{ at } \frac{2}{3}z = 3.0 \text{ tons/m}^2$$

Capacidad de carga

$$\Delta q_s \text{ para un FS de 1} = 18.4 \text{ tons/m}^2 = (\Delta q_s)_u$$

$$(\Delta q_s)_u = N_c s_u = (5.14)(3.0 \text{ tons/m}^2) = 15.4 \text{ tons/m}^2$$

Fig. 32.1. Cálculo de la capacidad de carga por tanteos.

esta contribución al momento resistente da lugar a un factor de seguridad inferior al real.

32.2 ECUACIONES DE CAPACIDAD DE CARGA

La deducción de la ecuación de capacidad de carga (Fig. 25.7) indicaba que, para una carga con drenaje, la carga aplicada a la zapata generaba una resistencia al corte en el terreno que ayudaba a oponerse a la falla. En carga sin drenaje, la resistencia del terreno depende principal-

mente del estado anterior a la aplicación de la carga y por lo tanto la carga ejercida por la zapata no contribuye a la capacidad de carga. La ecuación de la capacidad de carga, sin drenaje, puede por tanto simplificarse en la forma

$$\text{Capacidad de carga} = (\Delta q_s)_u = N_c s_u + \gamma_t d \quad (32.1)$$

donde

- N_c = factor de capacidad de carga
- s_u = resistencia al corte sin drenaje
- γ_t = peso específico total del suelo
- d = profundidad de la base de la zapata

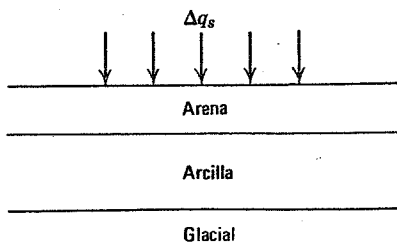


Fig. 32.2. Zapata superficial sobre un terreno no uniforme.

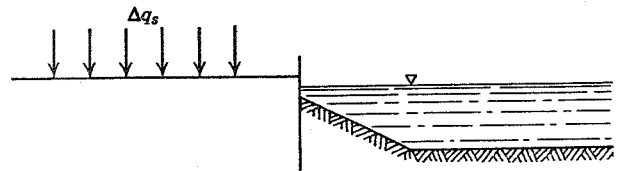


Fig. 32.3. Zapata en una ribera.

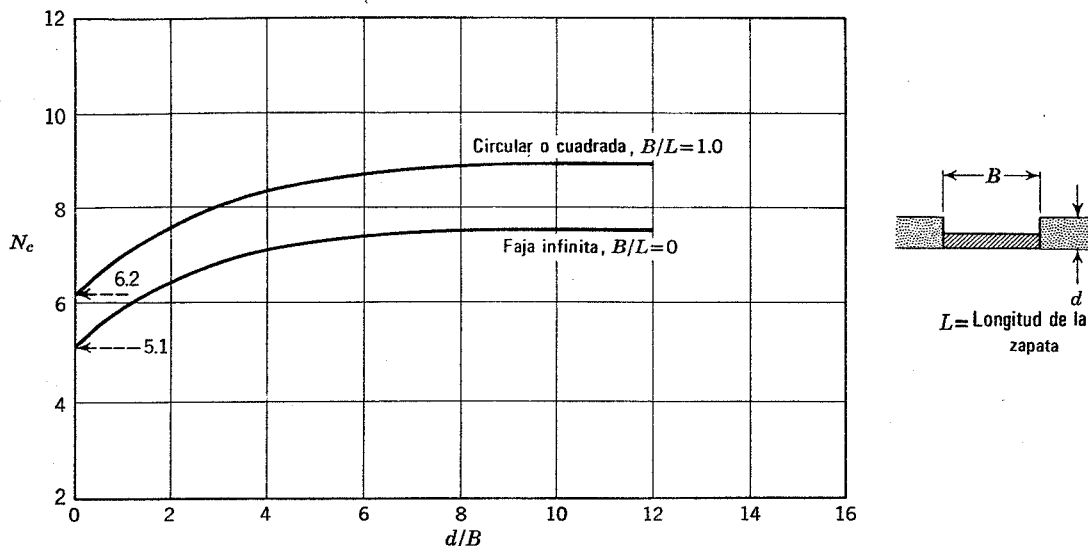


Fig. 32.4. Factores de capacidad de carga para zapatas en arcilla. (Según Skempton, 1951).

Terzaghi y Peck (1967) han dado los siguientes valores de N_c :

- $N_c = 5.14$ para una zapata corrida
- $N_c = 6.2$ para zapatas circulares o cuadradas

$$N_c = 5 \left(1 + 0.2 \frac{B}{L} \right) \text{ para una zapata rectangular de ancho } B \text{ y longitud } L.$$

Skempton (1951) ha dado valores de N_c en función de la geometría de la cimentación y del terreno, como se indica en la Fig. 32.4. Bjerrum y Overland (1957) han propuesto valores reducidos de N_c para una falla de borde o localizada. La Tabla 32.1 recoge los valores de N_c deducidos de casos reales en los que se produjo la falla. Como puede verse estos valores varían desde 5 hasta casi 9.

El empleo de la ecuación 32.1 se muestra en la Fig. 32.1. Como la zapata es corrida, se toma $N_c = 5.14$. La resistencia al corte media sin drenaje para las superficies de falla potenciales es aproximadamente la resistencia a los 2/3 de profundidad de la superficie de falla (esta aproximación sólo es razonable cuando la variación de la resistencia con la profundidad no es muy grande o irregular). Como se indica en la Fig. 32.1 la capacidad de carga según la ecuación 32.1 es de 15.4 ton/m² lo cual concuerda

razonablemente bien con las 18.4 t/m² deducidas del cálculo de estabilidad.

32.3 ESTABILIDAD DE EXCAVACIONES

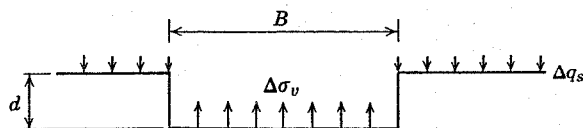
La determinación del factor de seguridad de una excavación frente a la falla por corte puede estudiarse como un problema de carga de una cimentación. En este caso la carga de la cimentación actúa hacia arriba y está formada por el peso del suelo excavado. La Fig. 32.5 ilustra este método y proporciona una ecuación (ecuación 32.2) para calcular el factor de seguridad de una excavación.

Para aclarar el cálculo de factor de seguridad de una excavación mediante la ecuación de capacidad de carga, consideremos la excavación real que aparece en la Fig. 32.6. La parte superior de esta figura presenta la planta de la excavación realizada para el Centro de Estudios de Ingeniería Avanzada (CAES) del M.I.T. (Lambe, 1967a) y en la parte inferior aparece una sección longitudinal a través de la excavación. En la Fig. 32.6 se han situado los diversos aparatos utilizados para medir las presiones intersticiales y los desplazamientos del terreno. La Fig. 32.7 presenta los cálculos para la determinación del factor de seguridad de la excavación del CAES.

Puede no ser un procedimiento seguro basar el cálculo de la estabilidad de una excavación en la resistencia al corte sin drenaje. Consideremos, por ejemplo, las trayec-

Tabla 32.1 Valores de N_c deducidos de casos reales

N_c	Fuente
5.8 a 8.6	Seis casos descritos por Skempton (1951)
5	Silos de Transcona—Peck y Bryant (1953)
5.3	Depósitos de petróleo Brown y Patterson (1964)
5.6	Depósito de petróleo—Bjerrum y Overland (1957)



$$\text{Factor de seguridad} = F = N_c \frac{s_u}{\gamma_i d + \Delta q_s} \quad (32.2)$$

N_c se toma de la Fig. 32.4

γ_i = Peso específico total

s_u = Resistencia al corte sin drenaje

Fig. 32.5. Estabilidad de una excavación (Según Bjerrum y Eide, 1956).

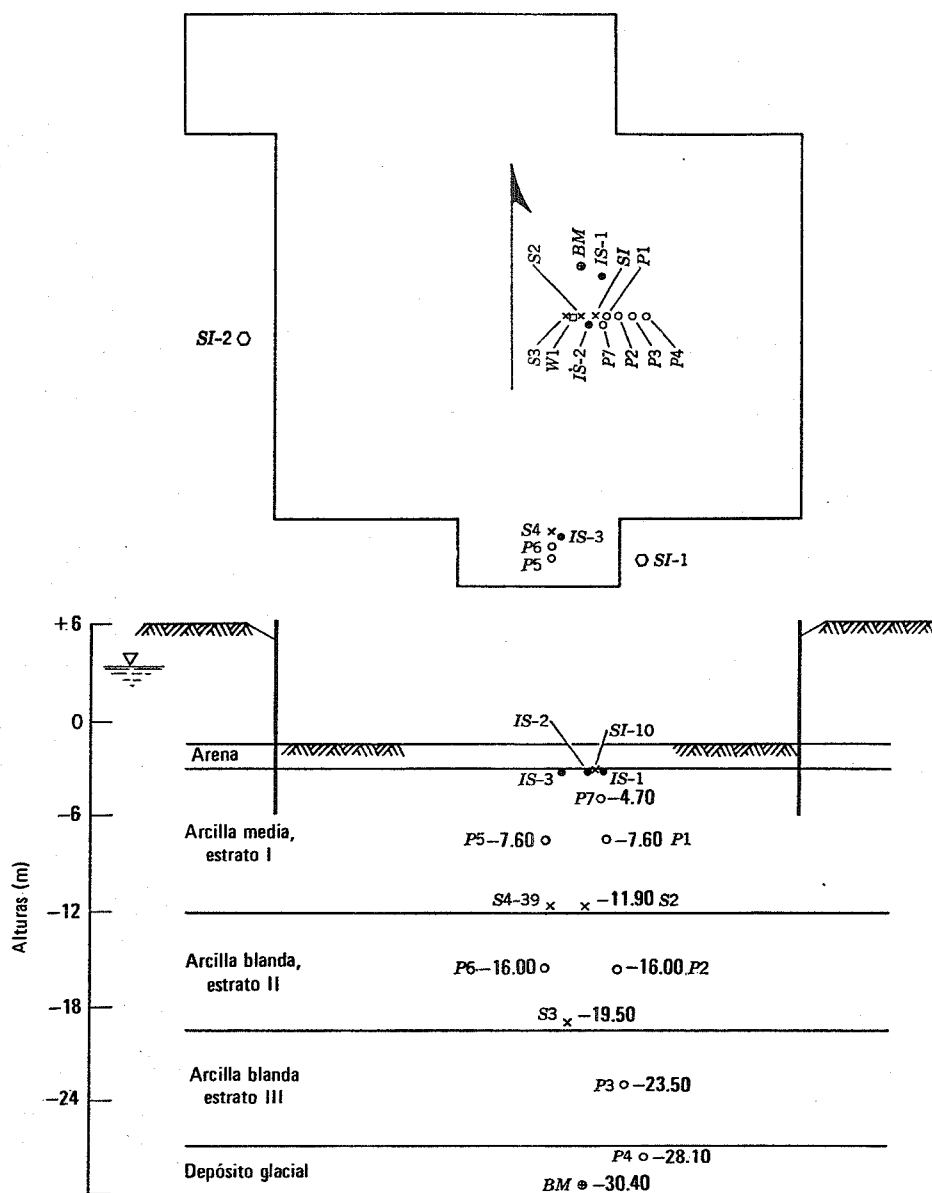


Fig. 32.6. Excavación realizada para el CAES (Según Lambe, 1967a).

torias de esfuerzos del piezómetro P1 (en el centro del estrato de arcilla I, como se indica en la Fig. 32.6) que se han representado en la Fig. 32.8. KL es la trayectoria de esfuerzos totales para la excavación y BC es la trayectoria de esfuerzos efectivos. Inmediatamente después de la excavación, la presión intersticial en el piezómetro P1 es CL, la cual es menor que la presión intersticial estática KB y LD; es decir, existe una sobrepresión intersticial en P1 inmediatamente después de la excavación. Adviértase que la sobrepresión intersticial u_e , igual a BC, es negativa. Aunque la excavación del CAES estuvo abierta solamente 24 días, se produjo un aumento importante de la presión intersticial en P1. La presión intersticial medida varió de LC a LF, reflejando una reducción en la sobrepresión intersticial negativa de valor FC. Durante la disipación de la sobrepresión intersticial negativa, la

Excavación $\approx 32.10 \text{ m} \times 33 \text{ m}$ en planta
 (se considera un cuadrado de lado $B = 32.40 \text{ m}$)
 Profundidad de excavación = $+ 6.30 \text{ a } -1.50 = 7.50 \text{ m}$
 Esfuerzos liberados en el fondo de la excavación = $\Sigma \gamma \Delta z$
 $\Delta \sigma_v = 1.38 \text{ kg/cm}^2$
 Resistencia al corte sin drenaje de la arcilla = 0.38 kg/cm^2

$$N_c \text{ de la Fig. 32.4 (para } \frac{d}{B} = \frac{26}{108} = 0.24)$$

$$N_c = 6.6$$

$$F = N_c \frac{s_u}{\Delta \sigma_v} = \frac{(6.6)(780 \text{ lb/ft}^2)}{2,830 \text{ lb/ft}^2} = 1.8$$

Fig. 32.7. Estabilidad de la excavación del CAES.

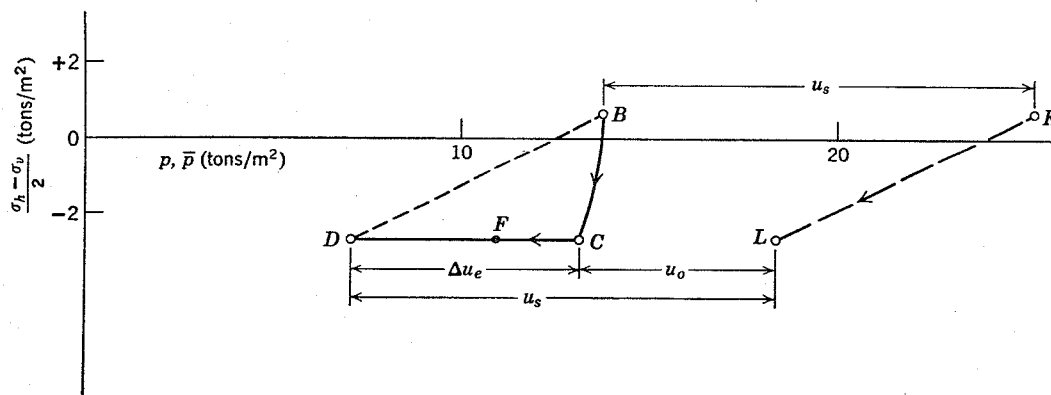


Fig. 32.8. Trayectorias de esfuerzos del punto P1 en el CAES.

resistencia del suelo en P1 disminuyó. Así pues, el factor de seguridad de una excavación disminuye con el tiempo. Esta tendencia es opuesta a la que existe al cargar una cimentación. En general, el instante crítico de una excavación se produce al final del período de descarga, inmediatamente antes de reponer la carga en la excavación.

32.4 MOVIMIENTOS PRODUCIDOS EN LA CARGA SIN DRENAJE SEGUIDA DE CONSOLIDACION

Para estudiar los asentamientos durante y después de una carga sin drenaje, consideremos el problema de una carga en faja resistida por un estrato elástico (ver la Fig.

32.9). El estrato descansa sobre una base rígida, por lo que no existe movimiento vertical ni horizontal en la base del estrato blando. Este es un problema de deformación plana y, por tanto, no existen movimientos perpendiculares al plano. Los desplazamientos y esfuerzos al final de la construcción se calcularon mediante los valores \bar{E} y $\bar{\mu}$ que aparecen en la Fig. 32.9. Los desplazamientos y esfuerzos al final de la aplicación de la carga sin drenaje se calcularon con $E = 3 \bar{E} / 2 (1 + \mu)$ y $\mu = 0.5$ (ver la sección 28.5).

Los vectores de la Fig. 32.9 muestran los desplazamientos en dos fases: en primer lugar el desplazamiento durante la aplicación de la carga sin drenaje y, a continuación, el desplazamiento posterior al consolidarse el estrato bajo la carga superficial constante. Durante la carga sin drenaje la superficie del terreno inmediatamente bajo la carga se mueve hacia abajo, pero la parte de la superficie que no está cargada se desplaza hacia arriba. Los puntos del interior del terreno se mueven hacia afuera. Estos movimientos son necesarios con el fin de mantener la condición de volumen constante. Durante la consolidación todos los puntos de la superficie se desplazan hacia abajo. De esta forma el asentamiento de la superficie en la zona cargada aumenta, y la superficie exterior a la zona cargada finaliza con un desplazamiento neto hacia abajo.

Durante la consolidación, los esfuerzos que actúan sobre un elemento típico varían. Por ejemplo, los resultados de la Tabla 32.2 corresponden al punto A de la Fig. 32.9. Variaciones de esfuerzos como resultado de la consolidación se producen en problemas de deformación plana siempre que exista una condición de contorno referente a los desplazamientos; también puede producirse en problemas con simetría axial y tridimensionales. Las trayectorias de esfuerzos para estos incrementos de esfuerzo se muestran en la Fig. 32.10; los esfuerzos que existen antes de colocar la carga no se han representado. Realmente, las trayectorias de esfuerzos durante la consolidación no suelen ser líneas rectas, aunque se han representado como tales debido a que no se tienen cálculos para los instantes intermedios durante el proceso de consolidación.

La Tabla 32.3 da las deformaciones correspondientes. Durante la carga sin drenaje existen deformaciones tangenciales ($\epsilon_v - \epsilon_h$) pero una variación de volumen nula. En la consolidación existe reducción de volumen y también

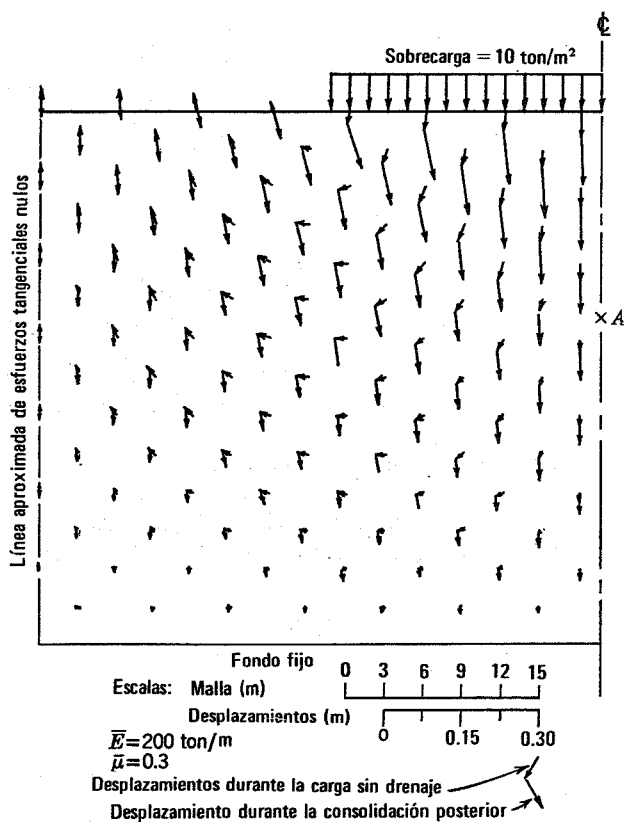


Fig. 32.9. Desplazamientos calculados para un medio elástico sometido a una carga superficial en faja.

deformaciones tangenciales; ambas son necesarias para mantener la continuidad de terreno.

32.5 CALCULO DE LOS DESPLAZAMIENTOS POR EL METODO DE LA TRAYECTORIA DE ESFUERZOS

Los principios del método de la trayectoria de esfuerzos se expusieron en la sección 14.9. Al aplicarlos a un problema con carga (o descarga) sin drenaje seguida de consolidación, el cálculo del asentamiento (o levantamiento) por el método de la trayectoria de esfuerzos supone los siguientes pasos:

1. Establecimiento de las condiciones del terreno y elección de uno o mas "puntos promedio" para los estratos del terreno que contribuyen al asentamiento.
2. Cálculo de los esfuerzos iniciales y de las presiones intersticiales en los puntos promedio.
3. Determinación de la variación de esfuerzos totales en los puntos promedio, tanto como resultado de la carga sin drenaje como de la consolidación posterior.
4. Reproducción de los esfuerzos iniciales y de la variación de esfuerzos totales en pruebas de laboratorio, midiendo las deformaciones resultantes, que son las que se esperan que se produzcan en los puntos promedio. Las pruebas de laboratorio suponen en primer lugar una carga sin drenaje y a continuación la consolidación hasta los esfuerzos totales reducidos en las presiones intersticiales en régimen establecido.
5. Utilización de las deformaciones medidas en la fase 4 para calcular la magnitud de los asentamientos inicial y final.
6. Determinación del tiempo necesario para la disipación de las sobrepresiones intersticiales, calculando a partir de éste la velocidad de asentamiento en la consolidación.

Para aclarar la aplicación de este método, lo utilizaremos para estimar el asentamiento producido bajo el centro de un depósito, al llenar el mismo, así como el levantamiento del terreno al vaciarlo. La Fig. 32.11 muestra el depósito, las trayectorias de esfuerzos aproximadas para el

Tabla 32.2

Incrementos de esfuerzo (kg/cm ²)	Al final de la carga sin drenaje	Al final de la consolidación
σ_v	0.90	0.90
σ_h	0.41	0.15
$(\sigma_v + \sigma_h)/2$	0.65	0.51
$(\sigma_v - \sigma_h)/2$	0.24	0.37
u	0.65	0
$\bar{\sigma}_v$	0.24	0.88
$\bar{\sigma}_h$	-0.24 (tensión)	0.15
$(\bar{\sigma}_v + \bar{\sigma}_h)/2$	0	0.51

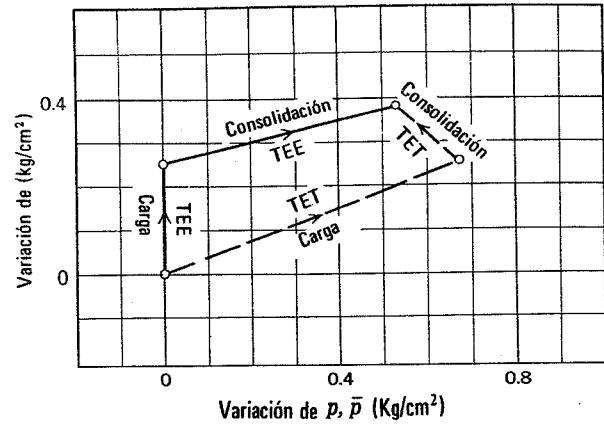


Fig. 32.10. Trayectorias de las variaciones de esfuerzos en el punto A de la Fig. 32.9.

punto promedio del terreno y los datos esfuerzo-deformación del suelo. Se ha utilizado la teoría elástica para calcular los incrementos de esfuerzos totales producidos en la carga y descarga. Las variaciones de esfuerzos totales como resultado de la consolidación no se han tenido en cuenta. El asentamiento (o levantamiento) se ha determinado multiplicando la deformación vertical en el punto promedio por el espesor de la capa de terreno comprensible. Las deformaciones y asentamientos en las diversas fases de carga y descarga se resumen en la Fig. 32.12.

El terreno de cimentación en este problema es una arcilla de baja permeabilidad; la carga es relativamente rápida: un mes para el llenado y una semana para el vaciado; las condiciones de contorno vienen determinadas por una gruesa capa de arcilla con drenaje por las partes superior e inferior. Estos factores se combinan para transformar este caso en uno de carga sin drenaje seguido de consolidación bajo carga constante. Se produce cierta consolidación en las superficies superior e inferior de la arcilla en el proceso de carga, aunque su magnitud es despreciable.

Los símbolos y denominaciones utilizados para los diversos tipos de asentamiento son:

1. ρ_i —*asentamiento inicial* (correspondiente a la carga sin drenaje).
2. ρ_c —*asentamiento de consolidación* (producido durante la consolidación bajo la carga constante de la cimentación).
3. $\rho_t = \rho_i + \rho_c =$ *asentamiento total*.

Cuando el movimiento es hacia abajo se trata de un *asentamiento* y cuando es hacia arriba de un *levantamiento*.

Tabla 32.3

Deformaciones (%)		
ϵ_v	0.16	0.38
ϵ_h	-0.16 (tensión)	-0.11 (tensión)
$\epsilon_v + \epsilon_h$	0	0.27
$\epsilon_v - \epsilon_h$	0.32	0.49

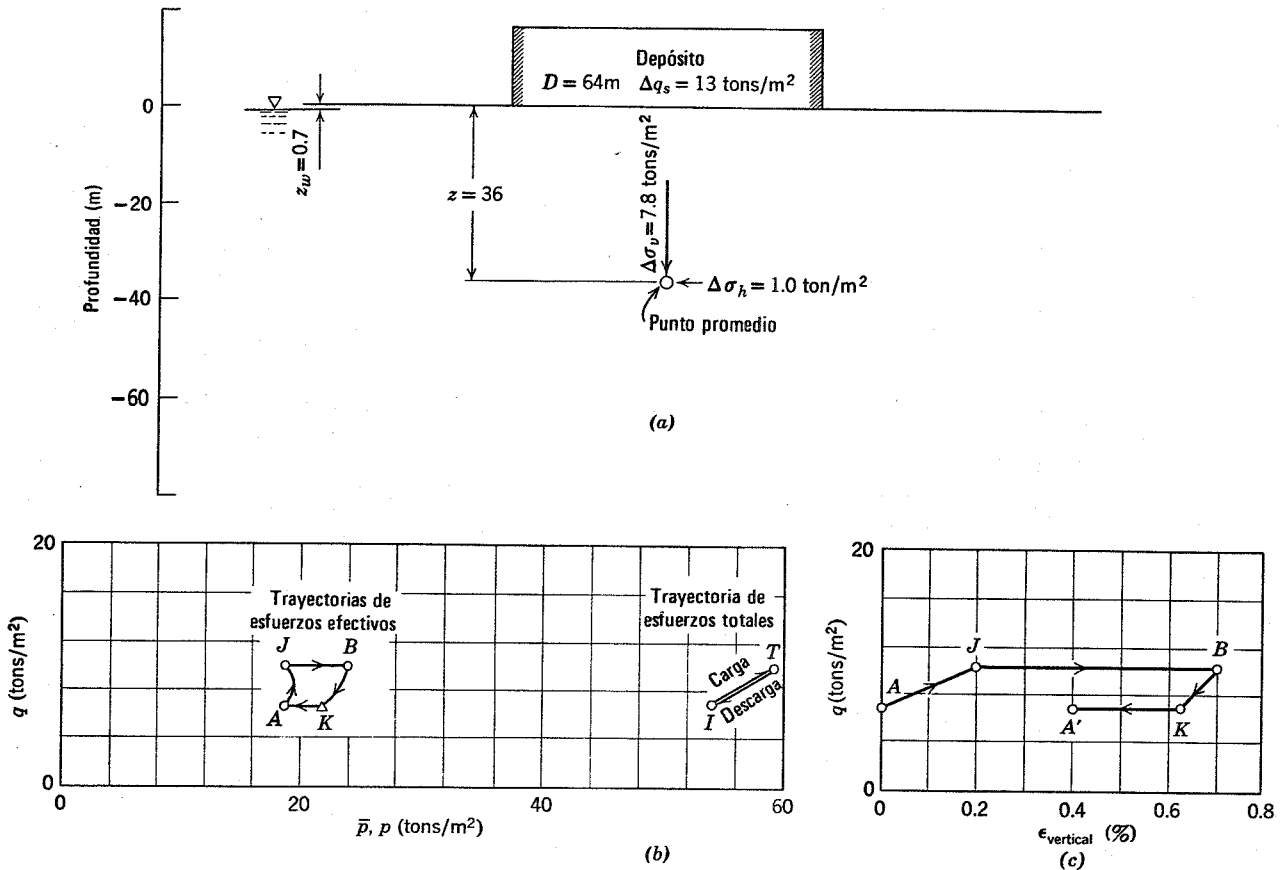


Fig. 32.11. Asentamientos de un depósito metálico. (a) Incrementos de esfuerzos en el punto promedio. (b) Trayectoria de esfuerzos en el punto promedio. (c) Deformaciones en el punto promedio.

to. Generalmente no existe confusión en el empleo del símbolo ρ tanto para asentamiento como para levantamiento: cuando esta confusión sea posible una flecha hacia arriba (\uparrow) indicará levantamiento, y una hacia abajo (\downarrow) asentamiento.

Generalmente se denomina al asentamiento inicial "elástico" o "asentamiento de corte", pero el empleo de estos términos es confuso. El empleo de la denominación "elástico" procede de que se ha utilizado frecuentemente la teoría elástica para el cálculo del asentamiento inicial. Sin embargo, en la sección 32.6 se indicó que la teoría elástica puede utilizarse para calcular todas las componentes del asentamiento. El empleo del término "de corte" se debe a que en un suelo saturado todo el asentamiento

inicial procede de las distorsiones tangenciales del terreno. En la sección 32.4 se señalaba que también se producen distorsiones tangenciales en la consolidación.

32.6 CALCULO DE ASENTAMIENTOS POR LA TEORIA ELASTICA

Generalmente se utiliza la teoría elástica en la fase 3 del método de la trayectoria de esfuerzos para estimar los incrementos de esfuerzo originados en la carga o descarga. También se puede utilizar la teoría elástica en la fase 5, deduciendo el módulo a partir de las curvas esfuerzo-deformación medidas y entrando con estos valores del módulo en ecuaciones deducidas de la teoría elástica.

Fase	Trayectoria de esfuerzos	Condiciones en el punto promedio		Deformación vertical	Desplazamiento vertical del centro del depósito
		Variación de Δu	Tipo deformación		
1	AJ (carga sin drenaje)	de 0 a +4.4 tons/m ²		0.2% \downarrow	72 m \times 0.002 = 0.144 m \downarrow
2	JB (consolidación bajo carga constante)	de +4.4 a 0		0.5% \downarrow	72 m \times 0.005 = 0.360 m \downarrow
3	BK (descarga sin drenaje)	de 0 a -2.9		0.07% \uparrow	72 m \times 0.0007 = 0.050 m \uparrow
4	KA (expansión bajo carga constante)	de -2.9 a 0		0.23% \uparrow	72 m \times 0.0023 = 0.166 m \uparrow

Fig. 32.12. Desplazamientos verticales de un depósito.

Como aclaración del empleo de la teoría elástica para la estimación del asentamiento bajo una carga sin drenaje seguida de consolidación, apliquemos la ecuación 14.14 al problema del depósito representado en la Fig. 32.11:

$$\rho = \frac{R(\Delta q_s)}{E} I_\rho \quad (14.14)$$

El radio R es de 32 m y la presión de la cimentación Δq_s es de 13 t/m². El módulo E y el coeficiente de influencia I_ρ , función del coeficiente de Poisson, deben elegirse de acuerdo con el tipo de carga.

Para estimar el asentamiento inicial debemos utilizar un valor de E apropiado para carga sin drenaje. Este valor se deduce de la Fig. 32.11c para la parte de la curva esfuerzo-deformación comprendida entre A y J . Este valor¹ es $E = 3.900$ t/m². Para la carga sin drenaje $\mu = 0.5$ y por tanto el valor de I_ρ es 1.5 (ver la Fig. 14.20). Entrando con estos valores en la ecuación 14.14 se obtiene $\rho_i = 0.16$ m. Este resultado es semejante al obtenido por el método de la trayectoria de esfuerzos (0.14 m).

Para estimar el asentamiento total debemos emplear el valor de \bar{E} correspondiente a la carga con drenaje. Un valor adecuado puede deducirse de la Fig. 32.11c, calculando la pendiente de la recta que une A y B . Este valor es $\bar{E} = 1.120$ t/m². Para una carga con drenaje debemos utilizar el $\bar{\mu}$ del esqueleto mineral. Un valor típico es $\bar{\mu} = 0.3$ y por tanto, según la Fig. 14.20, obtenemos $I_\rho = 1.8$. Entrando con estos valores en la ecuación 14.14 resulta $\rho_t = 0.67$ m. Esta estimación puede compararse con el valor de 0.50 m obtenido por el método de la trayectoria de esfuerzos.

Adviértase que la teoría elástica puede utilizarse para estimar los asentamientos inicial y total. El asentamiento durante la consolidación ρ_c puede obtenerse restando el asentamiento inicial del total.

La teoría elástica, como se ha comentado en la sección 14.8, puede utilizarse para obtener una estimación adecuada de los asentamientos, incluso aunque el suelo, de hecho, no sea un material elástico lineal. La clave radica en aplicar un criterio correcto para la elección de los valores de las constantes "elásticas" E y μ . El módulo E es el parámetro más crítico y su valor debe seleccionarse teniendo en cuenta tanto la magnitud del esfuerzo inicial como su variación. Por supuesto, la teoría elástica puede utilizarse más directamente cuando en todas las fases de la carga existe un gran factor de seguridad respecto a la falla general.

La teoría elástica no puede substituir al método de la trayectoria de esfuerzos. Por el contrario, las ecuaciones del tipo de la 14.14 sirven para realizar la fase 5 del método de la trayectoria de esfuerzos. Las fases 1 a 4 de este método son esenciales para la selección de valores adecuados del módulo a utilizar en tales ecuaciones.

¹ E se ha calculado por el cociente $\Delta\sigma_v/\epsilon_v$. Como $\Delta\sigma_h \neq 0$ esto no es exactamente correcto aunque constituye una aproximación razonable. El cálculo de I_ρ supone que los incrementos de esfuerzo no resultan afectados por la presencia de arena a partir de la cota 72 m. La misma hipótesis se ha hecho en el cálculo de $\Delta\sigma_h$ y $\Delta\sigma_v$ que aparece en la Fig. 32.11.

32.7 OTROS METODOS PARA LA PREVISION DE ASENTAMIENTOS

Esta sección describe otros métodos que se utilizan corrientemente para el cálculo de asentamientos (o levantamientos). En la Fig. 32.13 las trayectorias se comparan con la trayectoria de esfuerzos "correcta" (trayectoria AJB), deducida en la Fig. 32.11. Debe resaltarse que la precisión de cualquiera de los métodos usuales depende de la exactitud con que el modelo en que se base el método coincida con el problema real estudiado (Lambe, 1967b, presenta un ejemplo numérico en el que la presión intersticial y los asentamientos se deducen por los métodos aquí descritos).

Unidimensional. El método de deformación unidimensional (descrito en el capítulo 25) se utiliza ampliamente para todos los tipos de problemas de asentamiento y levantamiento. En aquellos problemas reales que suponen principalmente deformación unidimensional, este método es evidentemente correcto. Para un problema como el depósito considerado, no puede esperarse que el cálculo basado en la deformación unidimensional constituya una buena aproximación del asentamiento real. (Adviértanse las importantes deformaciones laterales en la cimentación del depósito, señaladas en la Fig. 32.15). En el caso de asentamiento unidimensional viene implicada la trayectoria de esfuerzos efectivos AM (Fig. 32.13). Se obtiene la deformación vertical resultante de la compresión unidimensional de una muestra bajo el esfuerzo $\bar{\sigma}_{vA}$ a $\bar{\sigma}_{vB}$ y se la multiplica por el espesor del estrato de suelo en el terreno. Comparando esta trayectoria de esfuerzos (AM) con la real (AJB) se puede apreciar que son bastante diferentes y, por tanto, también lo serán las deformaciones según ambas trayectorias.

Inicial + unidimensional. Este método consiste en utilizar un cálculo elástico para el asentamiento inicial y un análisis unidimensional para el asentamiento de consolidación; se utiliza la trayectoria de esfuerzos AJ más la AM . En la mayoría de los problemas esta combinación dará lugar a una sobrestimación considerable del asentamiento. No es teóricamente correcto aproximar la trayectoria real AJB mediante la combinación $AJ + AM$, por lo cual no debe emplearse.

Skempton-Bjerrum. El método de Skempton-Bjerrum (1957) consiste en utilizar el método elástico para calcular el asentamiento inicial (AJ), estimar las sobrepresiones intersticiales desarrolladas (JB) mediante las expresiones del capítulo 26 y obtener el asentamiento de consolidación en deformación unidimensional para un incremento de esfuerzos verticales igual a la sobrepresión intersticial, es decir para la trayectoria de esfuerzos NM . En otras palabras, el método de Skempton Bjerrum supone una trayectoria $AJ + NM$, trayectoria discontinua y por tanto incorrecta. Teóricamente es mejor que el método anterior y para un problema como el nuestro daría un asentamiento más pequeño.

Para un problema importante de asentamientos debería estimarse la trayectoria de esfuerzos efectivos real. Si un método se basa en una trayectoria no demasiado diferente de la real, probablemente podrá utilizarse con bastante precisión. Esta comparación puede indicar la conveniencia de someter realmente un elemento de suelo a la trayec-

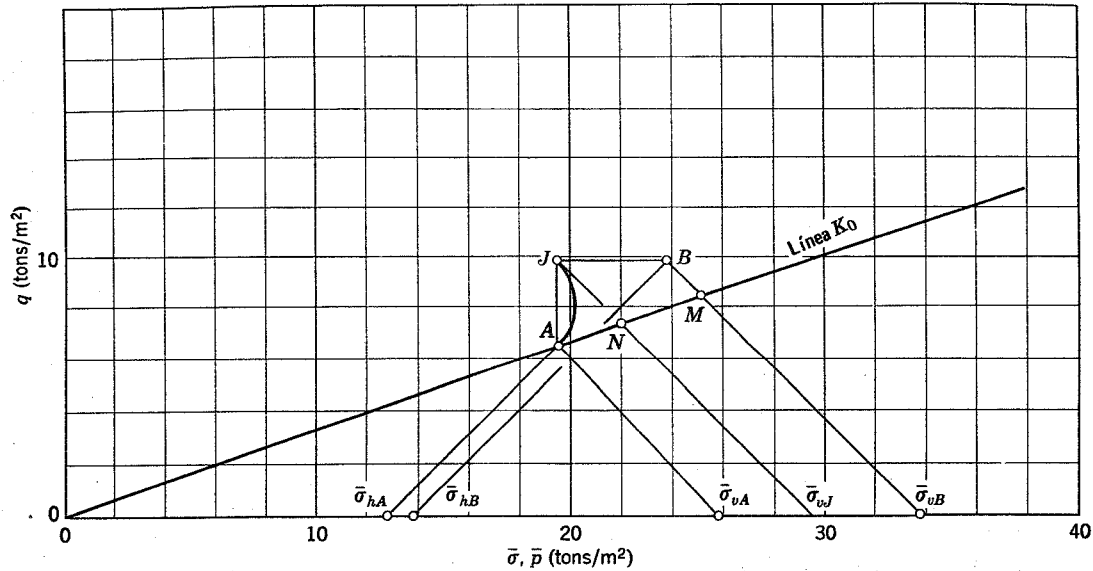


Fig. 32.13. Métodos de previsión de asentamientos.

toria de esfuerzos estimada en el terreno, es decir, la conveniencia de utilizar el método de la trayectoria de esfuerzos.

En el capítulo 14 se presentó un método empírico ampliamente utilizado para estimar asentamientos en arenas: el basado en los resultados de la prueba de penetración estándar. También podemos utilizar los resultados de la prueba de penetración en arcillas para tener una idea del asentamiento en carga sin drenaje, aunque la precisión de este método es mediana.

32.8 ASENTAMIENTOS MEDIDOS EN CIMENTACIONES

Las Figs. 32.14, 32.15 y 32.16 muestran las presiones intersticiales y los asentamientos medidos durante la construcción. Estos datos de casos reales ilustran algunos de los principios expuestos en las páginas anteriores, indicando también algunas de las complicaciones que pueden presentarse. La Fig. 32.14 presenta los datos correspondientes al emplazamiento de un almacén. El terreno estaba formado por una arcilla amarilla dura, recubierta por una capa de 1.80 m de limo orgánico el cual a su vez tenía encima 3.30 m de arena firme y grava. Con el fin de precomprimir los 1.80 m de limo blando y elevar el nivel del terreno hasta la cota deseada, se colocó una altura de 4.10 m de grava arenosa sobre el terreno, en una extensión aproximada de 90 x 75 m. La extensión relativamente grande del edificio respecto al espesor y profundidad del suelo blando aseguraba que las deformaciones de éste serían prácticamente verticales.

Los datos de campo de la Fig. 32.14 muestran los siguientes puntos interesantes:

1. Más de las 3/4 partes del asentamiento total se deben a deformación del terreno blando.
2. La máxima sobrepresión intersticial medida fue de sólo el 70% del esfuerzo aplicado por el terraplén.

3. Una gran parte del asentamiento total y de la disipación de las sobrepresiones intersticiales se produce durante el proceso de carga.
4. Después de eliminar la precarga, las presiones intersticiales se vuelven negativas y la zona se levanta ligeramente.

La Fig. 32.15 presenta además de los datos de asentamiento y presiones intersticiales, los correspondientes a los desplazamientos laterales de un suelo blando bajo la carga de un depósito. El hecho más significativo advertido en estos datos es la aparición de movimientos laterales muy grandes respecto a los asentamientos. Como puede verse, se produjo un desplazamiento horizontal de 19 cm en la parte superior de la arcilla blanda, aunque el asentamiento del depósito fue inferior a 30 cm.

La Fig. 32.16 presenta los datos de presiones intersticiales y desplazamientos medidos en la excavación del CAES, según la Fig. 32.6 (este caso ha sido descrito con detalle por Lambe, 1967a). Observaciones interesantes a deducir de estos datos son:

1. La mayoría del levantamiento y asentamiento se produjo en el suelo situado inmediatamente bajo la excavación.
2. La mayoría del levantamiento se produjo mientras la carga de la cimentación era constante.
3. Se produjo un aumento importante de presión intersticial antes de comenzar la aplicación de la carga.

32.9 COMPLICACIONES EN EL CALCULO DE LOS DESPLAZAMIENTOS DE UNA CIMENTACION

Las complicaciones del cálculo de los desplazamientos de una cimentación pueden ser tan numerosas e importantes que el ingeniero debe considerar el cálculo de desplazamientos como aproximado.

Condiciones de contorno

El establecimiento de las condiciones de contorno en el desplazamiento de un terreno o en un problema de estabilidad puede ser muy difícil. Generalmente es más fácil delimitar los contornos de los estratos blandos y débiles que determinar las condiciones de drenaje de la capa o capas consideradas. El cálculo del desplazamiento vertical del terreno que aparece en la Fig. 32.14 suponía que prácticamente ningún asentamiento se debía a la consolidación del suelo situado bajo la capa blanda. Se hizo una comprobación de esta hipótesis colocando y observando un medidor de asentamientos con su elemento sensible situado en el terreno bajo la capa blanda. Los datos de campo de la Fig. 32.14 muestran que la hipótesis de no asentamiento bajo la capa blanda no estaba equivocada.

El perfil del terreno que aparece en la Fig. 32.16 indicaba un sedimento glacial bajo la arcilla blanda. Para calcular la velocidad de consolidación de la arcilla, hubo que determinar la permeabilidad del "till" glacial para ver si podía actuar como superficie drenante. La medida de presiones intersticiales *in situ* en el till glacial indicó que

así era. Un estudio de las velocidades de asentamiento y de disipación de presiones intersticiales indicó que la arcilla tenía capas drenantes, además de las superficies superior e inferior.

Propiedades del suelo

La elección de los valores adecuados de las propiedades del suelo para el cálculo de los desplazamientos de una cimentación sirve para calibrar el criterio del ingeniero experimentado. Las propiedades del suelo tienden a presentar una amplia dispersión, la perturbación de los suelos en la toma de muestras y la preparación de laboratorio alteran sus propiedades y algunas de las pruebas esfuerzo-deformación son difíciles de realizar. La dispersión de los suelos naturales se aprecia en los perfiles que aparecen en el capítulo 7. Como se indicó en el capítulo 29, la perturbación de las muestras tiende a proporcionar valores reducidos de la resistencia al corte sin drenaje, a aumentar la compresibilidad y a alterar las características de presión intersticial de los suelos de grano fino. La trayectoria de esfuerzos a utilizar en las pruebas de laboratorio para un

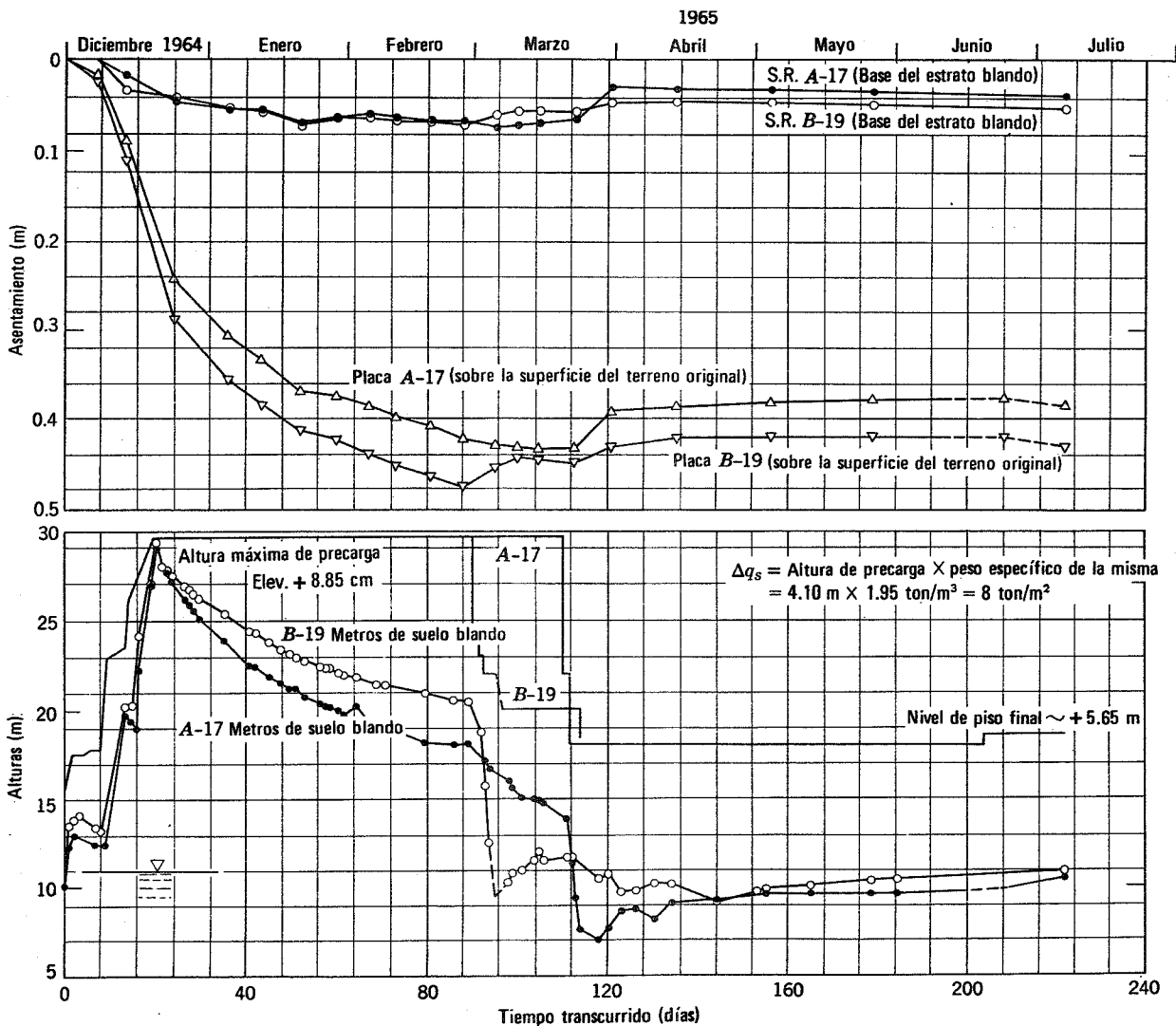


Fig. 32.14. Terraplén sobre un terreno blando.

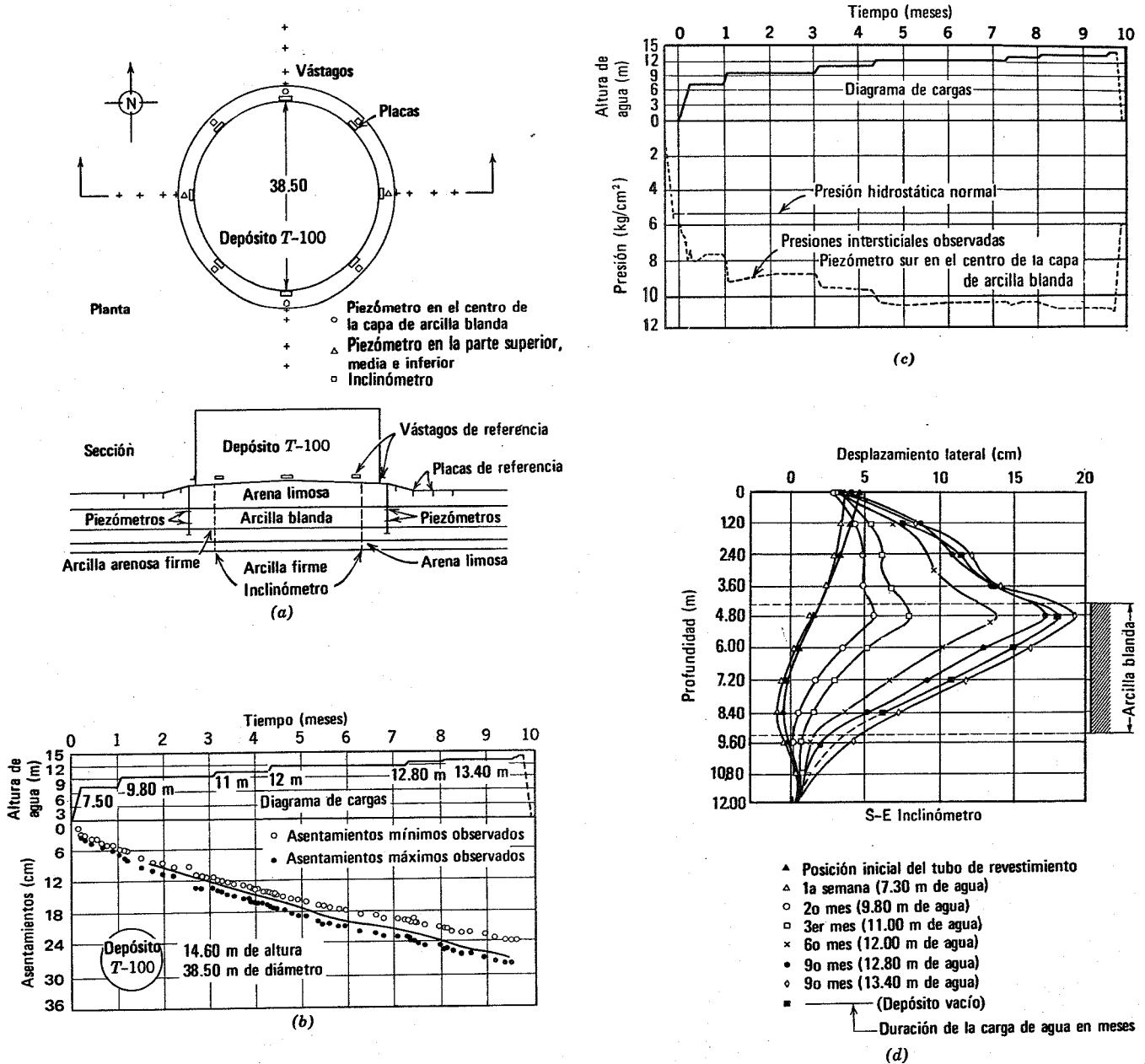


Fig. 32.15. Depósito metálico sobre un terreno blando. (a) Instrumentación para las pruebas de carga. Depósito T-100, Refinería de Pascagoula. (b) Asentamientos observados y previstos de la pared del depósito. (c) Presiones intersticiales observadas en la arcilla blanda. (d) Desplazamientos laterales del suelo, observados (Según Danagh, 1964).

problema dado podría suponer condiciones de esfuerzos que no se pueden obtener fácilmente con el equipo estándar de laboratorio.

Esfuerzos en el terreno

Los esfuerzos verticales iniciales en el terreno pueden determinarse generalmente con buena precisión; los esfuerzos laterales sólo se pueden estimar. La mayor imprecisión en cuanto a los esfuerzos del terreno, se presenta, sin embargo, cuando se intentan calcular los incrementos de esfuerzo producidos en diversos puntos del interior del terreno. La magnitud y distribución de los esfuerzos su-

periciales raramente se puede obtener con cierto grado de precisión. Incluso, conociendo estos esfuerzos nos vemos obligados a utilizar una teoría de distribución de esfuerzos que supone hipótesis simplificadoras en cuanto a las propiedades del suelo. Los incrementos de esfuerzo inducidos en el terreno tienden a variar durante el proceso de consolidación.

32.10 PROBLEMAS DINAMICOS

Los métodos descritos en la sección 15.1 pueden utilizarse para el estudio de cimentaciones cargadas dinámicamente situadas en suelos conteniendo agua. Evidentemen-

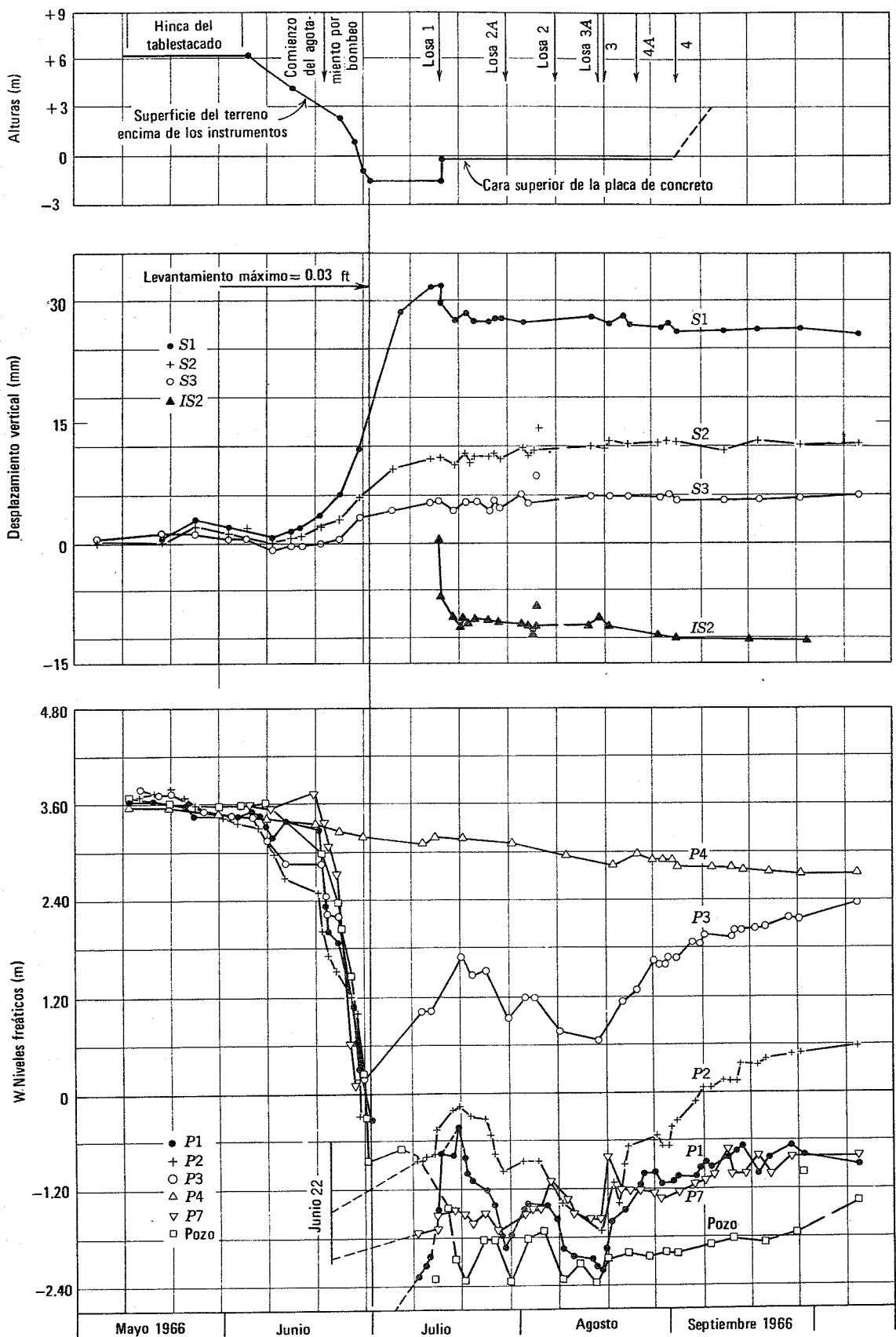


Fig. 32.16. Comportamiento de una cimentación en el centro de la zona (Según Lambe, 1967a).

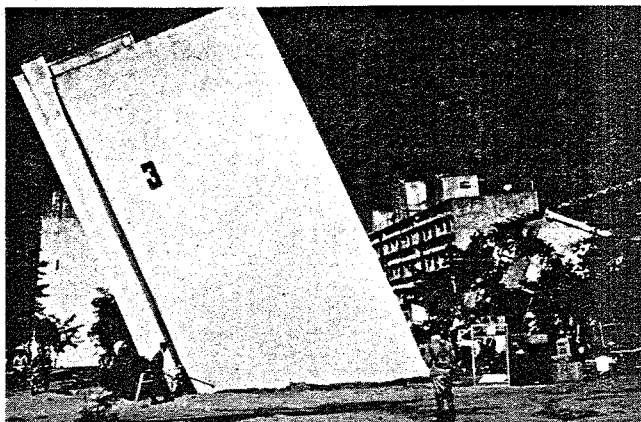


Fig. 32.17. Edificio de apartamentos en Niigata, Japón, después del terremoto de 1964 (cortesía de H. Kishida).

te, deben utilizarse valores apropiados del módulo de deformación tangencial G y del coeficiente de Poisson μ , correspondientes a la carga sin drenaje. El cálculo de G se comentó en la sección 30.1. Para un suelo saturado μ vale 0.5. Whitman (1966) ha presentado evidencia real sobre la aplicabilidad de estos métodos para cimentaciones en suelo arcilloso.

Los mismos métodos pueden aplicarse para estudiar la influencia de la flexibilidad de la cimentación en la respuesta de los edificios en los terremotos (Parmalee, 1967). Un problema muy importante en zonas sísmicas es la posibilidad de que la arena pierda su capacidad de carga como resultado de la sacudida de un terremoto. La Fig. 32.17 muestra un edificio de apartamentos de Niigata, Japón, que sufrió un vuelco importante durante el terremoto de 1964 debido a la licuefacción de la arena de cimentación. No se produjeron daños estructurales en el edificio. La licuefacción, con la pérdida de capacidad de carga correspondiente, y el hundimiento se produjeron en numerosos lugares de Niigata durante este terremoto. Los principios de la licuefacción ya se han expuesto en la sección 29.3. La aplicación de estos principios al cálculo de la licuefacción producida en Niigata ha sido expuesta por Seed e Idriss (1967).

32.11 RESUMEN DE PUNTOS PRINCIPALES

1. En este capítulo se considera la estabilidad y el desplazamiento vertical de cimentaciones superficiales sometidas a carga sin drenaje.
2. El factor de seguridad respecto a la falla por corte en carga o descarga puede determinarse, bien mediante un cálculo de estabilidad o por la ecuación de la capacidad de carga.
3. Para la mayoría de los suelos el estado crítico al cargar una cimentación se produce inmediatamente después de la aplicación de la carga, siendo correcta la utilización en el cálculo de la resistencia al corte sin drenaje del suelo antes de la carga.

4. En un proceso de descarga el estado crítico se produce al final del período de descarga, (es decir, al comenzar la carga), y en el cálculo debe utilizarse la resistencia al corte sin drenaje existente en el terreno en ese instante. La resistencia al corte sin drenaje al comienzo de la carga suele ser menor que la existente antes de la construcción.
5. Una cimentación sufre un *asentamiento inicial* bajo carga sin drenaje y un *asentamiento de consolidación* durante el período siguiente a la aplicación completa de la carga. El *asentamiento total* es la suma de ambos.
6. Existen numerosos métodos para determinar el asentamiento de una cimentación. El ingeniero debe estimar la trayectoria de esfuerzos para el punto promedio en el caso real, empleando para el cálculo un método basado en trayectorias de esfuerzos que se aproximen a la situación real.
7. Los datos de casos reales sugieren que el estado usual durante la carga y descarga de una cimentación es de "drenaje parcial", en lugar de drenaje completo o nulo.
8. Existen muchas complicaciones en el cálculo de desplazamientos (en especial en el de la velocidad de deformación) de estructuras reales. Las dificultades más importantes son:
 - a. La determinación del esfuerzo horizontal inicial.
 - b. La determinación de las condiciones de drenaje reales.
 - c. La determinación de los incrementos de esfuerzo causados por la carga y descarga de la cimentación.
 - d. La elección de los parámetros del suelo.

PROBLEMAS

32.1 Las ecuaciones de capacidad de carga (como la 32.1) para la arcilla suelen tener en cuenta la resistencia al corte sin drenaje. Enumerar y comentar los casos en los que no sería lógico el empleo de la resistencia sin drenaje.

32.2 Determínese el factor de seguridad respecto a la capacidad de carga final en el caso de la Fig. 32.1 si el suelo es una arcilla de Weald normalmente consolidada (ver los capítulos 28, 29 y 30 respecto a las propiedades de esta arcilla).

32.3 Para los siguientes valores del parámetro de presión intersticial A , compárese el asentamiento de consolidación calculado por el método de Skempton - Bjerrum con el calculado por el método unidimensional

$$A = 0.5 \quad A = 1.0 \quad A = 1.5$$

32.4 ¿Por qué existe un uso tan extendido del método unidimensional para calcular el asentamiento de edificios sobre arcilla?

CAPITULO 33

Cimentaciones profundas

En los capítulos 14, 25 y 32 se han expuesto los principios fundamentales de las *cimentaciones superficiales*: cimentaciones en las que la sustentación por el terreno se ejerce cerca de la parte útil de la estructura. En el presente capítulo se consideran las *cimentaciones profundas*, aquellas en las que la sustentación tiene lugar a una cierta profundidad bajo la estructura. En el capítulo 1 se señalaron estos dos tipos diferentes de cimentaciones.

El caso básico de cimentación profunda es cuando el terreno próximo a la superficie es blando, como se indica en la Fig. 33.1. Se utiliza una cimentación profunda para transmitir las cargas de la estructura a través del terreno blando a la base más firme inferior. Incluso aunque la cimentación profunda sea una solución evidente para problemas de suelos blandos, puede no ser la solución más satisfactoria o la más económica. Una cimentación por "flotación" parcial o total, como la empleada para el Centro de Estudios Avanzados de Ingeniería descrita en el capítulo 32 puede ser más satisfactoria que la cimentación profunda. Además, en ciertos casos, la mejora del terreno blando por métodos como el de *precarga* (descrito en el capítulo 34) puede ser más conveniente que la cimentación profunda.

La cimentación ideal para un caso dado depende de numerosos factores incluyendo: *a)* el tipo de suelo blando, *b)* la extensión del terreno blando, *c)* el tipo de estructura, *d)* el valor para el propietario del espacio de sótanos conseguido con una cimentación flotante, *e)* el tiempo dis-

ponible para la construcción y *f)* la capacidad del suelo para soportar precargas. Se han elegido cimentaciones profundas en la mayoría de los casos que requieren la construcción de un edificio sobre terreno blando. Estas cimentaciones se han utilizado más veces de las que habrían estado justificadas, aparentemente debido a la opinión extendida (y errónea) de que las cimentaciones profundas no plantean problemas constructivos y no dan lugar a asentamientos.

Se han utilizado muchos tipos de cimentaciones profundas. El más común es la *cimentación por pilotes*. En este capítulo consideraremos solamente cimentaciones por pilotes, aunque la mayoría de los principios aquí expuestos son aplicables a otras cimentaciones profundas, como los cajones. Un pilote puede construirse: *a)* colocándolo en un agujero previamente perforado; *b)* introduciéndolo en el terreno bajo una carga estática o, más habitualmente *c)* hincándolo en el terreno a golpes de martinete. Un pilote que recibe la mayoría del soporte por fricción o adherencia del suelo a lo largo de su fuste se denomina *pilote de fricción* o *flotante*. El pilote que recibe la mayor parte del soporte del terreno situado bajo su punta en un *pilote de punta* o *pilote-columna*. Son corrientes los pilotes de madera, concreto, acero, tubos rellenos de concreto, etc. La Fig. 32.2 da los valores de las longitudes usuales máximas y las cargas de proyecto máximas para diversos tipos de pilotes.

Una cimentación por pilotes, e incluso un pilote único, posee un elevado grado de indeterminación estática. La posibilidad de un análisis preciso de una cimentación por pilotaje es, por tanto, mucho más remoto que en la mayoría de los problemas de mecánica de suelos. Se requieren conocimientos empíricos y los resultados de pruebas realizadas sobre la cimentación real para la resolución adecuada de un determinado problema de cimentación por pilotes. Este capítulo solo puede servir para identificar los fenómenos fundamentales de mecánica de suelos implicados en las cimentaciones profundas y dirigir al lector hacia estudios más detallados de este tema tan importante y complejo. Existen numerosos tratados sobre las cimentaciones profundas, como el de Kérisel (1967), Vesic (1967b), Chellis (1962) y especialmente Horn (1966). Las Memorias de los Congresos Internacionales de Mecánica de Suelos y Cimentaciones contienen muchas comunicaciones dedicadas a las cimentaciones profundas.

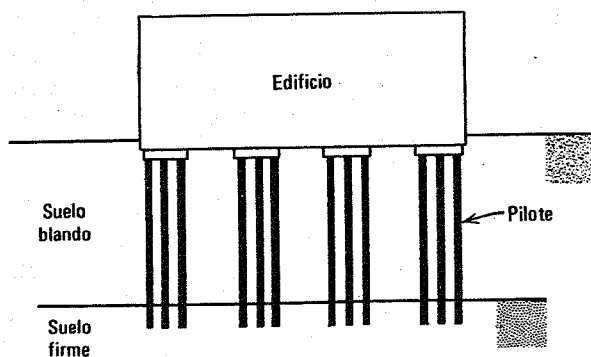


Fig. 33.1. Cimentación profunda.

33.1 CAPACIDAD DE CARGA DE UN PILOTE UNICO

La carga aplicada a un pilote aislado es resistida conjuntamente por el suelo situado bajo la punta del pilote y por el terreno que rodea el fuste, siendo la máxima carga que el pilote puede soportar o capacidad de carga del pilote (Fig. 33.3):

$$Q = Q_p + Q_s \quad (33.1)$$

donde

$$Q_p = \text{resistencia por la punta}$$

$$Q_p = A_p(\Delta q_s)_u$$

$$= A_p \left(cN_c + \frac{\gamma B}{2} N_\gamma + \gamma dN_q \right) \quad (33.2)$$

y

$$Q_s = \text{resistencia por el fuste}$$

$$Q_s = \sum (\Delta L)(a_s)(s_s) \quad (33.3)$$

En las ecuaciones 33.2 y 33.3

- A_p = área de la punta del pilote
- $(\Delta q_s)_u$ = capacidad de carga final, dada por la ecuación 25.6
- ΔL = incremento de la longitud del pilote.
- a_s = área lateral del pilote en la longitud ΔL en contacto con el suelo
- s_s = resistencia unitaria por el fuste

Los parámetros de resistencia c y ϕ pueden expresarse en términos de esfuerzos efectivos o totales, según la naturaleza del problema. Análogamente el peso específico γ puede interpretarse en formas diferentes según los problemas.

Resistencia por la punta

Los principios de capacidad de carga expuestos en los capítulos 14, 25 y 32 para cimentaciones superficiales también son aplicables a las cimentaciones profundas. La posición de la superficie de falla en una cimentación profunda se conoce menos que en el caso de las cimentaciones superficiales y, según la posición de la superficie de falla supuesta, los investigadores han calculado diversos valores de los factores de capacidad de carga. Existe una opinión generalizada de que estos factores, especialmente N_q , son mayores y probablemente mucho mayores, para las cimentaciones profundas que para las superficiales. La Fig. 33.4 da los valores de N_q en función de ϕ , tal como han sido propuestos por diversos investigadores. La Fig. 33.5 muestra algunas de las formas de falla que se han supuesto en los estudios teóricos.

En suelos permeables las sobrepresiones intersticiales originadas por la carga de una cimentación profunda se pueden disipar rápidamente; por tanto existirán *condiciones de drenaje*. En suelos no permeables, las sobrepresiones intersticiales creadas al cargar una cimentación profunda pueden disiparse o no, según los casos, especialmente según el tipo de carga. Bajo una carga permanente

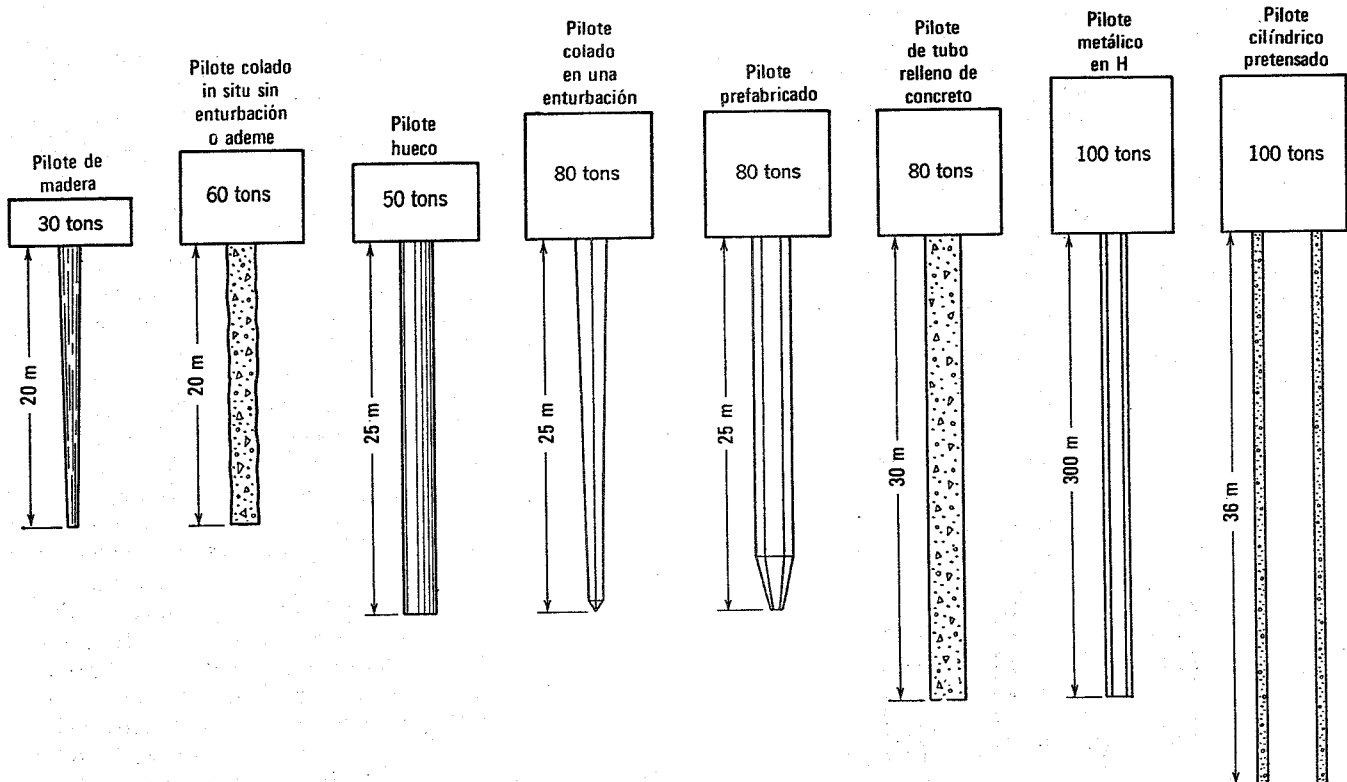
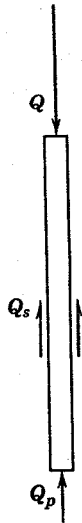


Fig. 33.2. Longitud y cargas máximas habituales de distintos tipos de pilotes (valores de proyecto). También son usuales cargas y longitudes mayores. (Según Carson, 1965).



Q = Capacidad de carga del pilote

Q_p = Resistencia por la punta

Q_s = Resistencia por el fuste

$$Q = Q_p + Q_s$$

Resistencia por la punta:

$$Q_p = A_p(\Delta q_s)_u$$

A_p = Area de la punta

$$(\Delta q_s)_u = \bar{c}N_c + \frac{\gamma BN\gamma}{2} + \gamma dNq \quad (25.6)$$

Resistencia por el fuste:

$$Q_s = \Sigma (\Delta L)(a_s)(s_s)$$

ΔL = Elemento de longitud del pilote

a_s = área lateral del pilote en ΔL

s_s = resistencia unitaria por el fuste

Fig. 33.3. Capacidad de carga de un pilote.

de larga duración, como la producida por el peso de una estructura, pueden disiparse de hecho las sobrepresiones intersticiales. Bajo una carga de corta duración, como la ejercida por la fuerza del viento sobre una estructura, las sobrepresiones intersticiales no se disipan inmediatamente. Como las condiciones de no drenaje dan lugar a la capacidad de carga mínima en suelos blandos cohesivos, el método razonable para calcular la resistencia por la punta de un pilote en arcilla es suponer la capacidad de carga sin drenaje. Este método es evidentemente algo conservador.

El empleo de estos principios y el hecho de que la cohesión de las arenas es nula, nos permite simplificar la ecuación 33.2 en la forma siguiente:

Para suelos permeables (arenas), $c = \bar{c} = 0$ y $\phi = \bar{\phi}$. Por tanto

$$Q_p = A_p \left(\frac{\gamma B}{2} N_\gamma + \gamma d N_q \right) \quad (33.2a)$$

y como $(\gamma B/2)N_\gamma$ es pequeño respecto a $\gamma d N_q$, podemos simplificar la ecuación 32.2a en la forma

$$Q_p = A_p(\gamma d N_q) \quad (33.2b)$$

Para este caso γd es $\bar{\sigma}_{v0}$.

En suelos no permeables (arcillas), donde es aplicable el método $\phi = 0$,

$$Q_p = A_p(cN_c + \gamma d) \quad (33.2c)$$

En este caso c es la resistencia sin drenaje media s_u y $\gamma d = \sigma_{v0}$.

$$Q_p = A_p(s_u N_c + \sigma_{v0}) \quad (33.2d)$$

Resistencia por el fuste

Al calcular la resistencia por el fuste debemos considerar no sólo el tipo de suelo sino también el método de ejecución del pilote. El método constructivo puede tener un efecto importante sobre el grado de perturbación del terreno, los esfuerzos laterales que actúan sobre el pilote, el ángulo de fricción e incluso la superficie de contacto. En arcillas rígidas existe, por ejemplo, la evidencia de que el fuste de los pilotes pre-excavados no siempre está en contacto completo con el terreno. Para pilotes perforados en arcillas duras el valor de a_s puede ser, por tanto, inferior a la superficie lateral del fuste del pilote. La dificultad real en el cálculo de los esfuerzos transmitidos por el fuste radica, sin embargo, en la elección del valor adecuado de la resistencia de fuste unitaria.

En suelos permeables la resistencia unitaria por el fuste vale

$$s_s = \tau_{ff} = \bar{\sigma}_{ff} \tan \bar{\phi}$$

donde

$$\bar{\phi} = \phi_\mu \text{ para un contacto acero-suelo}^1$$

y $\bar{\phi} = \bar{\phi}_{cv}$ para un contacto concreto-suelo o madera-suelo (ver la Tabla 11.1) y

$$\bar{\sigma}_{ff} = \bar{\sigma}_{n0} = K\bar{\sigma}_{v0}$$

En arena, generalmente, los pilotes se hacen penetrar a presión o se hincan (ya que un taladro perforado no se mantendría sin soporte horizontal) y debido a la elevada presión necesaria para introducir un pilote en arena lo normal es que casi todos los pilotes en este tipo de suelo se hinquen. Las vibraciones producidas por la hincada de un pilote en arena tienen dos efectos: a) compactan la arena, como se expuso en el capítulo 15 y b) aumentan el valor de K .

Las pruebas de penetración, antes y después de la hincada de un pilote, indican una compactación importante de la arena en un radio de acción que puede llegar hasta ocho diámetros de pilote. El aumento de compactación da lugar a un aumento del ángulo de fricción. La hincada de un pilote desplaza el suelo lateralmente y, por tanto, aumenta los esfuerzos horizontales sobre el mismo. Horn (1966) resume los resultados de estudios sobre los esfuerzos horizontales que actúan sobre pilotes en arena. Su resumen, Tabla 33.1, muestra una amplia divergencia de opinión en

¹ Por definición, ϕ_μ es un parámetro de esfuerzos efectivos.

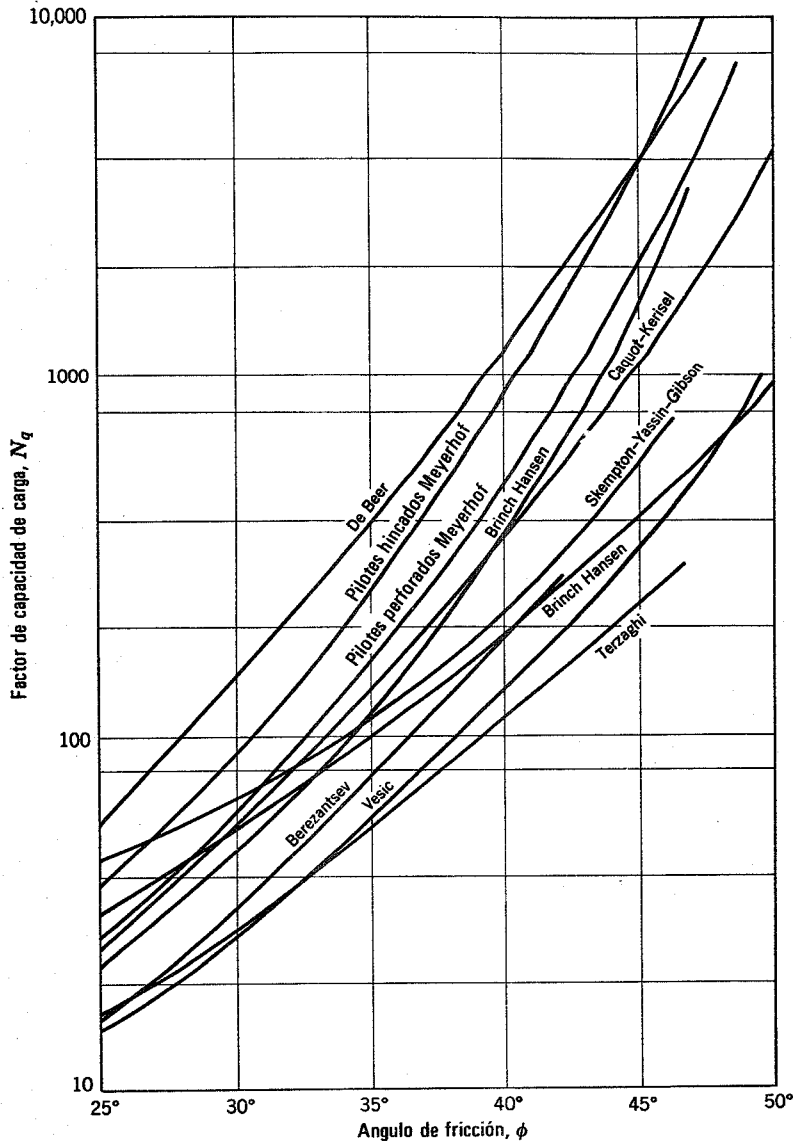


Fig. 33.4. Factores de capacidad de carga para cimentaciones profundas circulares. (Según Vesic, 1967).

Tabla 33.1 Esfuerzos horizontales sobre pilotes hincados en arena

Referencia	Relación	Base de la relación
Brinch Hansen y Lundgren (1960)	(a) $\bar{\sigma}_h = \cos^2 \phi \cdot \bar{\sigma}_v = 0.43 \bar{\sigma}_v$ si $\phi = 30^\circ$ (b) $\bar{\sigma}_h = 0.8 \bar{\sigma}_v$	(a) Teoría (b) Prueba de pilote
Henry (1956)	$\bar{\sigma}_h = K_p \cdot \bar{\sigma}_v = 3 \bar{\sigma}_v$	Teoría
Ireland (1957)	$\bar{\sigma}_h = K \cdot \bar{\sigma}_v = (1.75 \text{ a } 3) \cdot \bar{\sigma}_v$	Pruebas de extracción
Meyerhof (1951)	$\bar{\sigma}_h = 0.5 \bar{\sigma}_v$; Arena suelta $\bar{\sigma}_h = 1.0 \bar{\sigma}_v$; Arena compacta	Análisis de datos de campo
Mansur y Kaufman (1958)	$\bar{\sigma}_h = K \bar{\sigma}_v$; $K = 0.3$ (Compresión) $K = 0.6$ (Tensión)	Análisis de datos de campo

Según Horn, 1966.

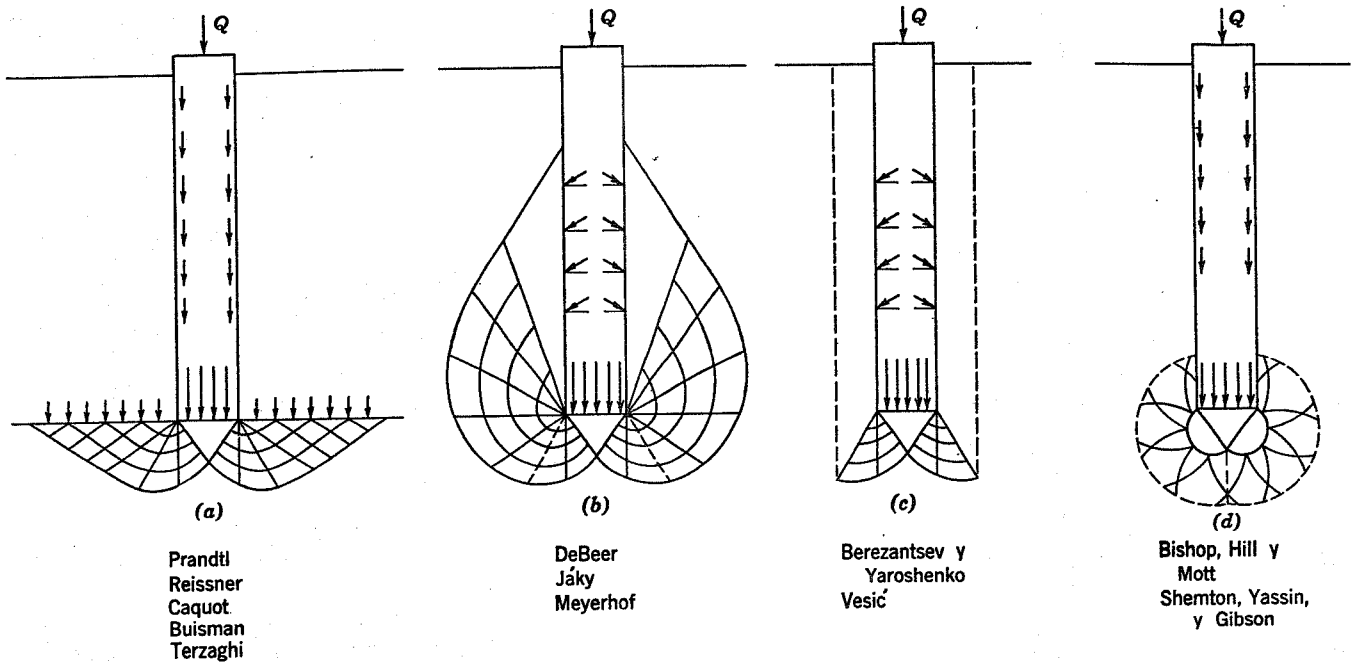


Fig. 33.5. Formas de falla supuestas bajo cimentaciones profundas (Según Vesic, 1967).

cuanto al valor del esfuerzo efectivo horizontal. Podría parecer lógico que K fuera superior a 1, resultando razonable un valor de 2.

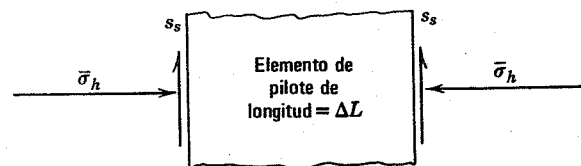
Parece lógico que la resistencia unitaria (adherencia) de la arcilla sobre el fuste de un pilote de madera o concreto sea aproximadamente igual a la resistencia al corte del suelo. Debido a que un pilote metálico es más liso, la adherencia de la arcilla puede ser, en este caso, ligeramente inferior a la resistencia al corte. Se considera como buena aproximación el tomar la resistencia al corte de la arcilla como adherencia a lo largo del fuste del pilote.

En cuanto a la capacidad de carga, la máxima carga se aplicará sobre un pilote en un período de tiempo tan corto que una arcilla no podrá drenar totalmente y por tanto resulta razonable emplear la resistencia al corte sin drenaje como valor aproximado de la adherencia de la arcilla al fuste del pilote. Sin embargo, deben considerarse varios factores en la elección del valor apropiado de la resistencia al corte.

En su trabajo clásico, Casagrande (1932) llamó la atención sobre la posibilidad de un remoldeo por efecto de la hincada de pilotes en arcilla. Casagrande señaló que la perturbación de una arcilla natural por la hincada de un pilote puede dar lugar a un gran aumento de compresibilidad y a una pérdida de resistencia. Cummings, Kerkhoff y Peck (1950) han expuesto los resultados de una investigación en la que se midieron las variaciones de resistencia al corte producidas por la hincada de pilotes. Los resultados mostraron que la resistencia al corte en las proximidades del pilote se redujo por la hincada, pero un mes después de dicha hincada la resistencia había vuelto a su valor inicial y al cabo de once meses era considerablemente mayor que en el instante inicial. Esto parece lógico en la mayoría de los casos en los que los pilotes se hincan en arcilla. La hincada de pilotes da lugar a una reducción de resistencia

por perturbación y a un aumento de presión intersticial, pero parte o toda la resistencia se recupera después de la disipación de las sobrepresiones intersticiales y la consolidación del terreno. Como los esfuerzos horizontales después de la hincada son mayores que antes de la misma y como la consolidación da lugar a una reducción de la relación de vacíos, la resistencia puede muy bien ser mayor después de la consolidación que antes de hincar los pilotes. Seed y Reese (1957) han hecho medidas *in situ* demostrando la magnitud y disipación de las sobrepresiones intersticiales en las proximidades de un pilote, así como la correspondiente recuperación de resistencia.

Como los pilotes de una cimentación no están sometidos a su carga total hasta la terminación de la estructura, es lógico utilizar la resistencia reconsolidada a efectos de proyecto. Peck (1961) ha comparado para un gran número de pilotes la adherencia deducida de pruebas de carga con la resistencia al corte sin drenaje determinada en pruebas de compresión simple en muestras inalteradas. Para arcillas normalmente consolidadas, la resisten-



Suelo sin cohesión:

$$s_s = s_a = \bar{\sigma}_{hf} \tan \bar{\phi} \approx \bar{\sigma}_{hd} \tan \bar{\phi}$$

Suelo cohesivo:

$$s_s \approx s = \bar{c} + \bar{\sigma}_{hf} \tan \bar{\phi} \approx s_u \text{ para } \bar{\sigma}_c = \bar{\sigma}_{hd}$$

$$\bar{\sigma}_{hd} = \text{Esfuerzo efectivo horizontal al cargar el pilote}$$

Fig. 33.6. Resistencia de un elemento del fuste de un pilote.

cia sin drenaje proporciona una estimación conservadora de la adherencia, pero en suelos sobreconsolidados la adherencia observada es generalmente menor que la resistencia sin drenaje. En pilotes perforados la pérdida de resistencia por la perturbación sería menor pero, al mismo tiempo, también lo sería el esfuerzo horizontal efectivo posterior a la consolidación.

En resumen, la capacidad² de carga de un pilote único es igual a la resistencia por la punta Q_p más la resistencia por el fuste Q_s . Para un suelo permeable, con drenaje libre,

$$Q = A_p \bar{\sigma}_{v0} N_q + \sum (\Delta L)(a_s)(K \bar{\sigma}_{v0} \tan \bar{\phi}) \quad (33.4)$$

donde

$$K = 1 \text{ a } 3$$

$\bar{\phi} = \phi_\mu =$ para pilotes metálicos y $\bar{\phi}_{cv}$ para pilotes de madera o concreto.

Suelo no permeable:

$$Q = A_p (s_u N_c + \sigma_{v0}) + \sum (\Delta L)(a_s)(s_u) \quad (33.5)$$

donde

$s_u =$ resistencia CSD del suelo remoldeado, reconsolidado a $\bar{\sigma}_c = \bar{\sigma}_{v0}$.

N_c se toma de la Fig. 32.4.

El ejemplo 33.1 muestra el cálculo de la capacidad de carga de un pilote relleno de concreto e hincado en arena; el ejemplo 33.2 ilustra el cálculo de la capacidad de carga del mismo pilote hincado en arcilla. Dividiendo estas capa-

► Ejemplo 33.1

Datos: Pilote constituido por un tubo relleno de concreto

$$\begin{aligned} \text{diámetro} &= 0.30 \text{ m} \\ \text{penetración} &= 12.00 \text{ m} \end{aligned}$$

Suelo; arena con

$$\begin{aligned} \gamma_t &= 1.90 \text{ ton/m}^3 \\ \phi_\mu &= 30^\circ \end{aligned}$$

Problema. Calcular la capacidad de carga del pilote, Q .

Solución.

$$Q = A_p \bar{\sigma}_{v0} N_q + \sum (\Delta L)(a_s)(K \bar{\sigma}_{v0} \tan \bar{\phi}) \quad (33.4)$$

$$A_p = 0.0708 \text{ m}^2$$

$$A \ 12 \text{ m } \bar{\sigma}_{v0} = 12 (1.90 - 1) = 10.8 \text{ ton/m}^2$$

$$N_q \text{ según la Fig. 33.4} = 30$$

Como la resistencia varía linealmente, podemos trabajar con el nivel medio para todo el pilote:

$$\sum \Delta L = 12 \text{ m}, \quad a_s = 0.942 \text{ m}^2/\text{m}, \quad K \text{ se toma igual a } 2$$

$$\text{En el nivel medio } \bar{\sigma}_{v0} = 5.4 \text{ ton/m}^2$$

$$\begin{aligned} Q &= (0.0708)(10.8)(30) + (12)(0.942)(2)(5.4)(0.577) \\ &= 23 + 70 = 93 \text{ ton} \end{aligned}$$

² Existen muchas variantes de la ecuación estática básica (33.4). Estas variaciones se presentan en el Boletín no. 25 (1968) del Instituto Geotécnico Danés, McClelland y Col. (1967) han descrito el empleo de la ecuación estática para pilotes perforados sometidos a grandes cargas.

► Ejemplo 33.2

Datos. El mismo pilote del ejemplo 33.1 El suelo es arcilla con

$$\begin{aligned} \gamma_t &= 1.90 \text{ ton/m}^3 \\ s_u &= \frac{1}{3} \bar{\sigma}_{v0} \end{aligned}$$

Problema: Calcular la capacidad de carga del pilote, Q .

Solución:

$$Q = A_p (s_u N_c + \sigma_{v0}) + \sum (\Delta L)(a_s)(s_u) \quad (33.5)$$

$$\text{En la punta } s_u = \frac{1}{3} (10.8) = 3.6 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{En el nivel medio } s_u = 1.8 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Según la Fig. 32.4 } N_c = 9$$

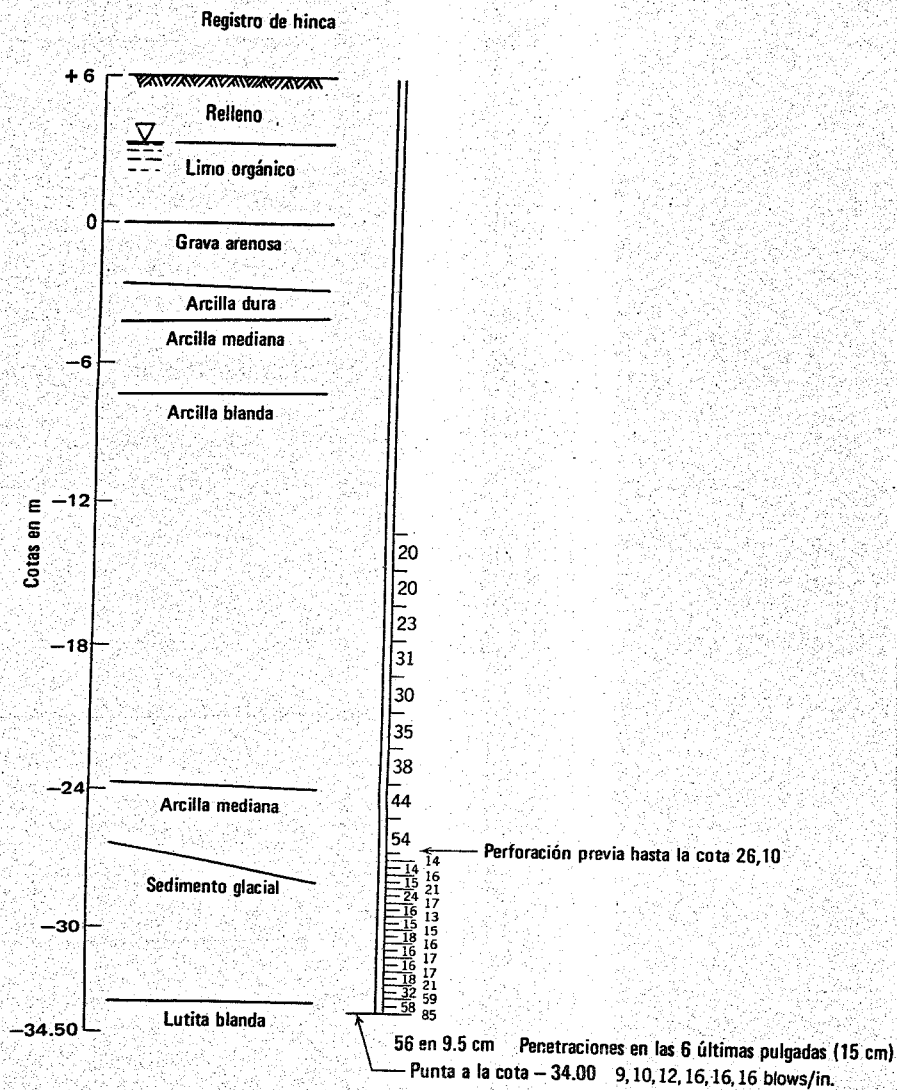
$$\begin{aligned} Q &= (0.0708) [(3.6)(9) + 22.8] + (12)(0.942)(1.8) \\ &= 3.9 + 20.4 = 24.3 \text{ ton} \end{aligned}$$

idades de carga por 2, valor bastante habitual del factor de seguridad para pilotes, se obtiene una capacidad de carga de proyecto de 50 ton para el pilote en arena y de 13 ton para el pilote en arcilla. Al proyectar una cimentación por pilotaje debemos considerar no sólo la capacidad de carga del pilote en cuanto se refiere al soporte proporcionado por el terreno, sino también la resistencia del propio pilote. La resistencia del pilote viene determinada por las especificaciones aplicables a las obras de la zona. Si el pilote de los ejemplos 33.1 y 33.2 estaba formado por un tubo de acero de 6.3 mm de espesor, la resistencia, como elemento estructural, será de 81 ton (partiendo de una carga admisible en compresión de 600 kg/cm² para el acero y de 65 kg/cm² para el concreto). La capacidad de carga calculada de 81 ton posee un elevado factor de seguridad.

33.2 HINCA DE PILOTES Y FORMULAS DE HINCA

Generalmente los pilotes se hacen penetrar en el terreno mediante un martinete o *martillo*. En tiempos medievales los pilotes eran hincados por una serie de obreros, golpeando con marros. A continuación vino el martinete de caída libre formado por un peso que se elevaba mediante cables y se dejaba caer libremente golpeando sobre la cabeza del pilote. Como valores típicos se pueden citar pesos de 1 a 2 ton cayendo libremente desde una altura de 6 a 9 m. Después del martinete de caída libre vinieron los siguientes:

1. El *martillo de simple efecto*, que utiliza vapor o aire comprimido actuando sobre un pistón para elevar una maza que cae libremente golpeando el pilote.
2. El *martillo de doble efecto*, en el que la maza no sólo se hace subir sino que es empujada hacia abajo por el vapor o el aire comprimido.
3. El *martillo diferencial*, en el que el vapor o el aire comprimido actúan para elevar la maza y la impulsan hacia abajo como en el caso del martillo de doble efecto, pero al contrario de éste, la presión del aire o del vapor permanece constante.
4. El *martillo Diesel*, en el cual la explosión del gas-oil pulverizado hace subir la maza, la cual se deja caer libremente.



Martinete McKiernan - Terry S-8
Pilote No. D4-6
 Emplazamiento: Pilote de la estructura
 Tipo de pilote: Tubo relleno de concreto

Fecha
 Hinca: 8 Oct. 1965
 Prueba: 1o. Oct. a 25 Oct.

- Notas**
1. Colado el 13 de octubre de 1965
 Carga de rotura a los 4 días - 243 kg/cm²
 Carga de rotura a los 7 días - 264 kg/cm²
 2. Entubación: 18 m inferiores de 32.4 cm de diám. ext. y 9 mm de espesor
 Tramo superior de 32.4 cm ϕ y 6.35 mm de espesor
 Nueva tubería ASTM A252 Calibre 2
 3. Situación \approx 23 m al Oeste del Sondeo 3
 \approx 35 m al Este del Sondeo 2

Fig. 33.7. Prueba de carga estática en un pilote del Centro de Investigación Espacial del M.I.T.

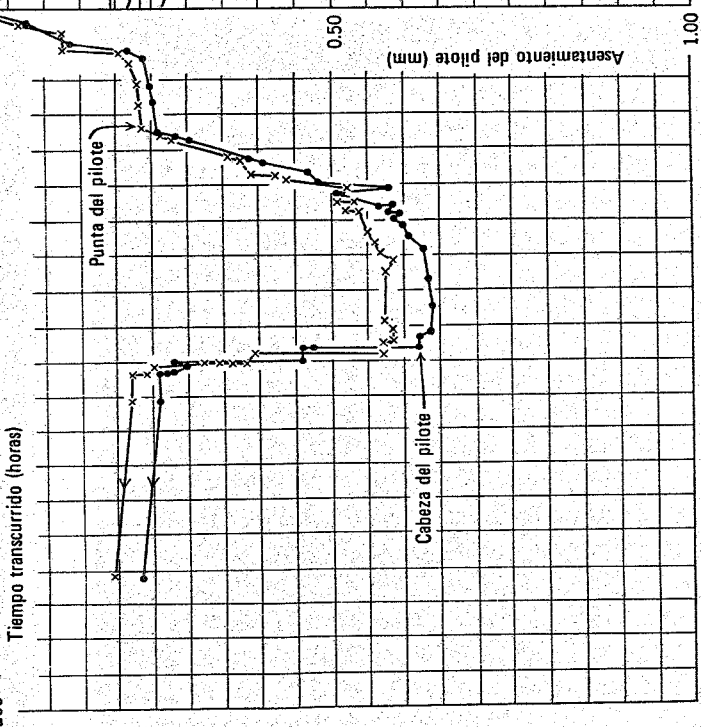
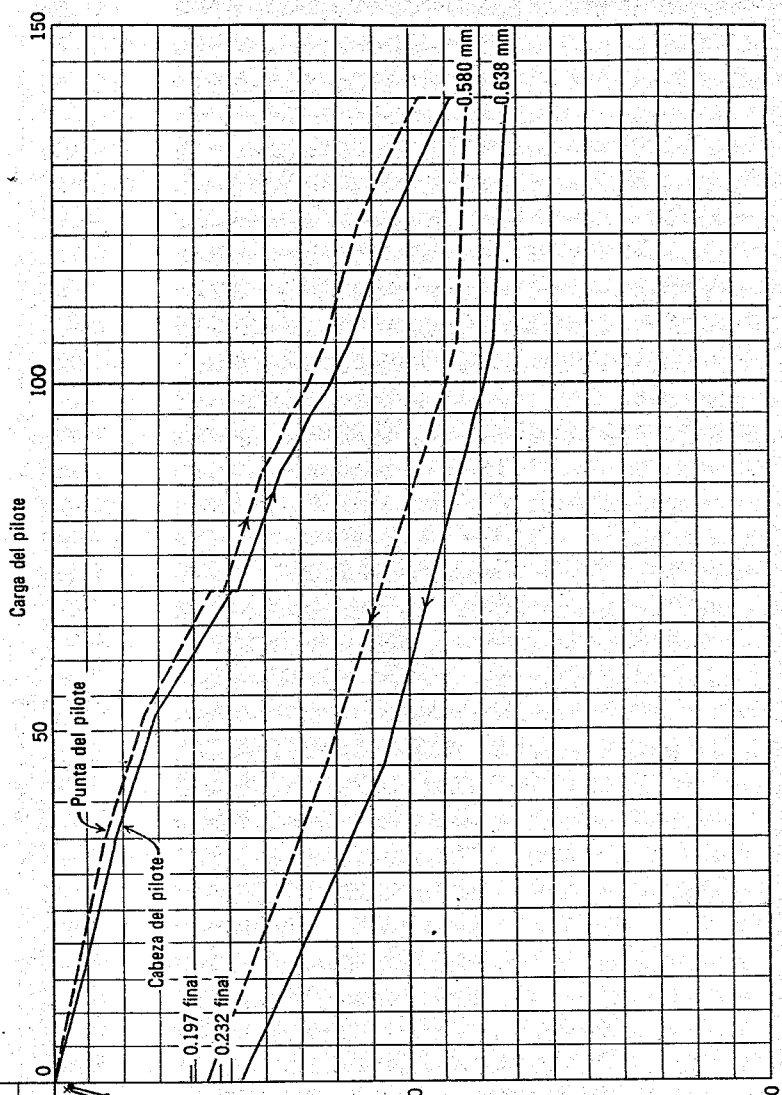
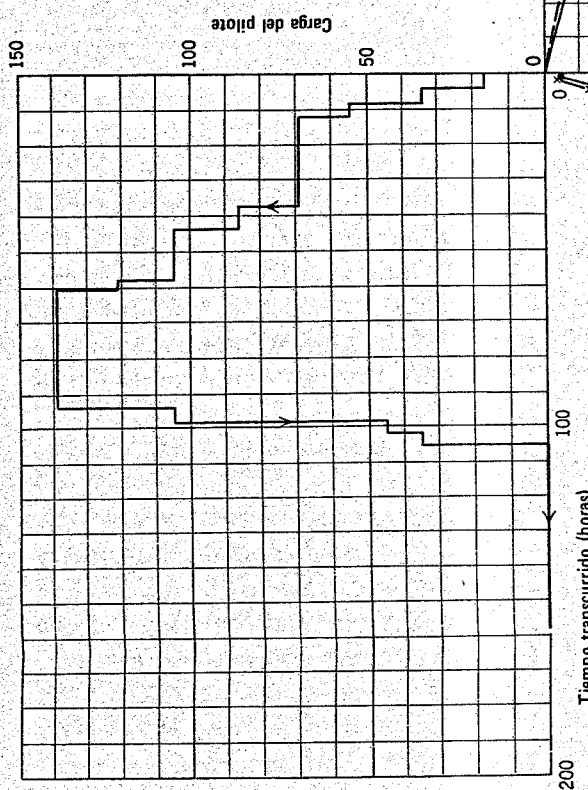


Tabla 33.2. Características de martinets para hinca de pilotes

Energía nominal (m-Rg)	Marca	Tipo	Modelo	Golpes por min	Peso actuante en el impacto (kg)	Peso total (kg)	Longitud del Martillo (m)	Aire por min	Caldera ASME (HP)	Vapor o aire (kg-cm ²)	Tamaño del con-ducto (plg)	$\sqrt{E \times W}$ Nominal ^a
Energía sobre 10,000 m-kg												
15.700	Super-Vulcan	Diferencial	400C	100	18.000	37.650	5.10	134.0	700	10.5	5	16.800
Energía 6.000-10.000 m-kg												
8.295	Vulcan	Simple efecto	020	60	9.000	17.690	4.60	49.6	278	8.5	3	8.640
8.295	McKiernan-Terry	Simple efecto	S20	60	9.000	17.500	5.60	48.6	280	10.5	3	8.640
6.950	Super-Vulcan	Diferencial	200C	98	9.000	17.700	4.00	49.4	260	10.0	3	7.900
Energía 4.000-6.000 m-kg												
5.800	Vulcan	Simple efecto	014	60	6.350	12.970	4.90	36.3	200	7.7	3	6.060
5.200	McKiernan-Terry	Simple efecto	S14	60	6.350	14.300	4.50	35.7	190	7.0	3	5.750
5.000	Super-Vulcan	Diferencial	140C	103	6.350	12.700	3.75	40.4	211	9.8	3	5.640
4.500	McKiernan-Terry	Simple efecto	S10	55	4.500	10.000	4.30	28.3	140	5.6	2½	4.500
4.500	Vulcan	Simple efecto	010	50	4.500	8.500	4.60	28.4	157	7.4	2½	4.500
Energía 3.000-4.000 m-kg												
3.600	Vulcan	Simple efecto	08	50	3.600	7.600	4.60	24.9	127	5.8	2½	3.600
3.600	McKiernan-Terry	Simple efecto	S8	55	3.600	8.200	4.40	24.0	119	5.6	2½	3.600
3.380	Super-Vulcan	Diferencial	80C	111	3.600	8.100	3.45	35.2	180	8.4	2½	3.480
24.450	Vulcan	Diferencial	8M	111	3.600	8.300	3.20	35.2	180	8.4	2½	3.480
Energía 1.500-3.000 m-kg b												
2.750	Union	Doble efecto	0	110	1.360	6.580	3.10	22.6	—	8.8	2	1.930
2.740	McKiernan-Terry	Doble efecto	11B3	95	2.270	6.580	3.40	25.4	126	7.0	2½	2.490
2.700	Vulcan	Simple efecto	06	60	2.950	5.000	3.95	17.7	94	7.0	2	2.820
2.660	Super-Vulcan	Diferencial	65C	117	2.950	6.750	3.70	28.0	152	10.5	2	2.800
2.250	McKiernan-Terry	Simple efecto	S5	60	2.270	5.600	4.05	17.0	84	5.6	2	2.250
2.210	McKiernan-Terry	Mixto	C5	110	2.270	5.400	2.65	16.6	56	7.0	2½	2.240
2.090	Super-Vulcan	Diferencial	50C	120	2.270	5.350	3.10	24.9	125	8.4	2	2.180
2.090	Vulcan	Diferencial	5M	120	2.270	5.800	2.85	24.9	125	8.4	2	2.180
2.080	Vulcan	Simple efecto	1	60	2.270	4.600	2.95	16.0	81	5.6	2	2.170
1.810	McKiernan-Terry	Doble efecto	10B3	105	1.360	4.900	2.85	21.2	104	7.0	2½	1.570
1.760	Union	Doble efecto	1	125	725	4.500	2.50	17.0	—	7.0	1½	1.130
Energía 1.000-1500 m-kg												
1.240	McKiernan-Terry	Simple efecto	S3	65	2.270	4.000	3.75	11.3	57	5.6	1½	1.675
1.210	McKiernan-Terry	Doble efecto	9B3	145	725	2.175	2.50	17.0	85	7.0	2	837
1.140	Union	Doble efecto	1½A	135	680	4.170	2.55	12.7	—	7.0	1½	880
1.000	Vulcan	Simple efecto	2	70	1.360	3.220	3.65	9.5	49	5.6	1½	1.165
1.000	Super-Vulcan	Diferencial	30C	133	1.360	3.190	2.70	13.8	70	8.4	1½	1.165
1.000	Vulcan	Diferencial	3M	133	1.360	3.850	2.40	13.8	70	8.4	1½	1.165
Energía inferior a 1.000 m-ks												
680	Vulcan	Diferencial	DGH900	238	400	2.270	2.05	16.4	75	5.5	1½	520
500	Union	Doble efecto	3	160	320	2.130	1.95	8.5	—	7.0	1½	400
500	McKiernan-Terry	Doble efecto	7	225	360	2.270	1.85	12.7	63	7.0	1½	425
62	Union	Doble efecto	6	340	45	410	1.15	2.1	—	7.0	¾	53
53	Vulcan	Diferencial	DGH100A	303	45	355	1.25	2.1	8	4.2	1	49
49	McKiernan-Terry	Doble efecto	3	400	30	305	1.50	3.1	—	7.0	1	38
44	Union	Doble efecto	7A	400	36	245	1.10	2.0	—	7.0	¾	40

Martillos Diesel

McKiernan-Terry Corp.	Delmag	Link-Belt Speeder Corp.
Modelo DE-20 = 2.210 m-kg	Modelo No. D-5 = 1.250 m-kg	Modelo No. 105 = 1.040 m-kg
Modelo DE-30 = 3.100 m-kg	Modelo No. D-12 = 3.150 m-kg	Modelo No. 312 = 2.500 m-kg
	Modelo No. D-22 = 5.500 m-kg	Modelo No. 520 = 4.150 m-kg

Según Carson, 1965.

^aE = energía nominal en m-kg; W = peso actuante en el impacto en kg.

5. El *martillo vibratorio* que emplea un par (o pares) de masas excéntricas giratorias en fase, cuyas componentes laterales se anulan y cuyas componentes verticales se superponen.

Carson (1955) ha descrito la maquinaria y la hincada de pilotes. La Tabla 33.2 (según, Carson 1955) da las características principales de diversos martillos comerciales. La Tabla 33.3 (según Davidson, 1966) compara varios de los martillos vibratorios.

La energía del martillo se consume tanto en trabajo útil, haciendo penetrar el pilote en el terreno, como en pérdidas, comprimiendo el cabezal o sufridera, comprimiendo el pilote, etc. Debido a la energía perdida en trabajo inútil suele ser más efectivo para la hincada un martillo de energía elevada.

Las *fórmulas dinámicas de hincada* se han utilizado ampliamente para determinar la capacidad de carga estática de un pilote. Estas fórmulas se deducen partiendo de la relación

Energía aplicada = Energía consumida + Energía perdida.

La energía consumida es igual a la resistencia a la hincada por el desplazamiento del pilote. Por tanto, conociendo la energía aplicada, y estimando por la experiencia la energía perdida, así como observando el desplazamiento del pilote en cada golpe se puede calcular la resistencia a la hincada.

La fórmula dinámica de hincada más corrientemente utilizada, conocida como fórmula del *Engineering News*, es*

$$R = \frac{16.65 E}{s + 0.254^{**}} \quad (33.6)$$

Una fórmula mejor (Boston Building Code, 1964) es

$$R = \frac{14.15 E}{s + 0.254 \sqrt{w_p/w_r}} \quad (33.7)$$

En ambas ecuaciones:

R = Carga admisible del pilote en toneladas

E = energía por golpe en metros-tonelada

s = penetración media, en centímetros, por golpe para los 15 últimos centímetros de hincada (valor mínimo admisible $s = 0.13$ cm)

w_p = peso del pilote y de los elementos móviles en la hincada

w_r = peso de la parte móvil del martillo (valores mínimos admisibles de $w_p/w_r = 1.0$)

* La forma original de estas fórmulas, en unidades inglesas, es

$$\text{Engineering News } R = \frac{2 E}{s + 0.1}$$

$$\text{Boston Building Code } R = \frac{1.7 E}{s + 0.1 \sqrt{w_p/w_r}}$$

con R en libras, E en libras-pie y s en pulgadas. (N.T.).

* En el caso de martinetes de simple efecto o caída libre, esta constante vale 2.54. (N.T.)

Tabla 33.3. Martinetes vibratorios para hincada de pilotes

Marca y modelo	Peso total (ton)	Potencia (HP)	Frecuencia (cps)	Fuerza (ton) ^a Frecuencia (cps)
Foster	2-17	2.8	34	18-21
(Francia)	2-35	4.1	70	14-19
	2-50	5.1	100	11-17
Menck	MVB22-30	2.2	50	22/
(Alemania)	MVB6.5-30	0.9	7.5	6.3/
	MVB44-30	3.9	100	44/
Muller	MS-26	4.3	72	
(Germany)	MS-26D	7.3	145	
Uraga	VHD-1	3.8	40	16.3-19.7
(Japón)	VHD-2	5.4	80	16.3-19.7
	VHD-3	7.0	120	16.3-19.7
Bodine (EE.UU.)	B	10.0	1000	0-150
Rusos	BT-5	1.3	37	42
	VPP-2	2.2	54	25
	100	1.8	37	13
	VP	5.0	80	6.7
	VP-4	11.7	208	90/

Según Davisson, 1966.

^aLas fuerzas indicadas son las máximas actuales. Generalmente se pueden aumentar o disminuir variando las masas oscilantes.

► **Ejemplo 33.3**

Datos: El pilote, terreno y registro de hinca que aparecen en la Fig. 33.7.

Problema: Calcular la carga admisible del pilote por

- a) la fórmula del *Engineering News*
b) la fórmula del Código de Boston

Solución. Según la Tabla 33.2

$$E = 3.600 \text{ m-kg} = 3.6 \text{ m-t}$$

Según la Fig. 33.7

$$s = 0.158 \text{ cm/golpe}$$

Según la Tabla 33.2

$$w_r = 3.600 \text{ kg}$$

$$\text{Peso del pilote (tubo de acero)} = 2.450 \text{ kg}$$

a) Fórmula del *Engineering News*

$$R = \frac{16.65 E}{s + 0.254}$$

$$R = \frac{16.65 + 3.6}{0.158 + 0.254} = 145 \text{ ton}$$

b) Fórmula del Código de Boston

$$R = \frac{14.15 E}{s + 0.254 \sqrt{w_p/w_r}}$$

$$R = \frac{14.15 + 3.6}{0.158 + 0.254 \sqrt{2.450/3.600}} = 138.5 \text{ ton} \quad \blacktriangleleft$$

La Tabla 33.2 da los valores de E y w_r para diversos martillos comerciales. Ambas fórmulas se ilustran en el ejemplo 33.3.

La fórmula dinámica de Hiley es superior a la del *Engineering News* y a la del Código de Edificación de Boston ya que es la que mejor tiene en cuenta la energía perdida en la hinca. Carson (1964) da esta fórmula junto con tablas de valores de los diversos coeficientes necesarios para determinar la compresión instantánea del pilote, cabezal, suelo, etc.

Adviértase que las fórmulas dinámicas de hinca, ecuaciones 33.6 y 33.7, dan una carga "admisible" para el pilote y no la capacidad de carga del pilote. Probablemente las fórmulas llevan incluido un factor de seguridad al igualar la resistencia dinámica con la estática. El factor de seguridad en la fórmula del *Engineering News* es seis veces la eficiencia del impacto; puede pensarse que el factor de seguridad está comprendido entre 2 y 5.

Debido a la dificultad del cálculo de las múltiples pérdidas de energía implicadas en la hinca de pilotes, es dudoso que una fórmula dinámica pueda hacer algo más que dar un valor aproximado de la resistencia a la hinca. La discusión de la sección 33.1 muestra claramente que la capacidad de carga de un pilote durante la hinca o inmediatamente después de la misma puede ser muy diferente de la capacidad estática. Esta diferencia es especialmente cierta en pilotes de fricción en arcilla. La capacidad estática de un pilote flotante en arcilla puede ser varias veces la calculada por las fórmulas dinámicas.

A pesar de sus graves limitaciones las fórmulas dinámicas poseen considerable utilidad para el ingeniero. En un traba-

jo importante de pilotaje se suelen realizar una o varias pruebas estáticas de carga, como las descritas en la sección siguiente. Habiendo medido la capacidad de carga estática y calculando la resistencia dinámica, el ingeniero puede establecer unas condiciones para la hinca basándose en los golpes para los últimos centímetros de penetración, lo cual puede aplicarse en la hinca rutinaria de pilotes en la obra.

También puede hacerse penetrar un pilote en el terreno aplicando una carga estática sobre la cabeza del mismo; Partiendo de sus 35 años de experiencia en la hinca de pilotes en el Lago de Maracaibo, la Creole Petroleum Corporation (Trinkunas, 1967) ha deducido correlaciones entre la capacidad de carga estática a largo plazo y la capacidad de carga de un pilote hincado por presión estática. La Creole frecuentemente ha utilizado cargas de hasta 200 ton, y en ocasiones de 300 ton, para hacer penetrar los pilotes en el terreno.

Al hincar los pilotes para una cimentación el ingeniero se enfrenta con muchas consideraciones prácticas, como la elección del equipo de hinca, la secuencia de hinca, la necesidad de emplear ciertas técnicas como la perforación previa o la inyección de agua para facilitar la hinca y la dificultad de inspeccionar los pilotes para asegurarse de que están en el emplazamiento correcto y en la alineación adecuada.

33.3 PRUEBAS DE CARGA SOBRE PILOTES

Una prueba de carga sobre un pilote consiste en aplicar incrementos de carga estática, midiendo la deflexión o asentamiento del mismo. La carga se aplica generalmente mediante gatos, bien utilizando un gran peso muerto o una viga unida a dos anclajes trabajando a tracción para servir de reacción al gato. La Fig. 33.7 presenta los resultados de una prueba estática de carga en uno de los pilotes del Centro de Investigación Espacial del M.I.T. El pilote de prueba estaba formado por un tubo de acero de 32 cm de diámetro hincado desde la superficie, a la cota +6.00 m, hasta la cota -33.60 m, rellenándolo después con concreto. En la prueba, el pilote se sometió a incrementos de carga de aproximadamente 20 ton llegando hasta una carga máxima de 140 ton, el doble de la carga de proyecto del pilote. A continuación se descargó el pilote según escalones de unas 50 ton. Como puede verse en la Fig. 33.7 se tomaron medidas de los desplazamientos no sólo de la cabeza del pilote sino también de la punta (mediante una varilla unida a la punta del pilote y protegida por un tubo).

Una prueba estática de carga puede realizarse por cualquiera de las tres razones siguientes:

1. Para indicar al contratista el tipo de condiciones de hinca que se encontrarán en la obra.
2. Para proporcionar información al ingeniero con el fin de desarrollar criterios de hinca, tal como se ha indicado en la sección anterior.
3. Para obtener datos de prueba necesarios para convencer a la dirección de la construcción de que el pilote es adecuado para resistir las cargas de proyecto.

Debido a los efectos de tiempo, comentados en la sección 33.1, y a la acción de grupo, expuesta en la sección

Tabla 33.4 Factores de reducción para grupos de pilotes en arcilla

Separación entre ejes de pilotes (diámetros de pilote)	Factor de reducción
10	1
8	0.95
6	0.90
5	0.85
4	0.75
3	0.65
2½	0.55

Según Kérisel, 1967.

siguiente, los resultados de una prueba estática no son siempre fáciles de interpretar. Adviértase en particular que no debe hacerse una prueba de carga sobre un pilote en arcilla hasta que la arcilla haya tenido tiempo para volver a consolidarse. Los detalles para la realización de una prueba de carga estática en una determinada zona se suelen especificar en el Código de Edificación de dicha zona. Por ejemplo, el Código de Boston (1964) especifica con detalle el tipo de maquinaria, la disposición geométrica, los métodos de carga a utilizar, etc. Este Código también indica la conveniencia de que los resultados de la prueba de carga sean analizados por un ingeniero competente. El Código de Boston especifica que el asentamiento bajo la carga de proyecto no debe ser superior a 1 cm y que el asentamiento bajo el doble de la carga de proyecto no sea superior a 2.5 cm. El asentamiento del pilote de prueba de la Fig. 33.7 bajo la carga de proyecto de 70 ton fue de 7 mm y bajo 140 ton. el doble de la carga de proyecto, de 16 mm; así pues, el pilote probado cumplía las condiciones del Código de Boston.

33.4 CAPACIDAD DE CARGA DE UN GRUPO DE PILOTES

En general, la capacidad de carga de un grupo de pilotes no es igual a la suma de las capacidades de cada uno de ellos, actuando aisladamente. El cociente entre la capacidad de carga del pilotaje y la suma de las capacidades de carga individuales se denomina *eficiencia del grupo o factor de reducción*. La eficiencia de un grupo de pilotes flotantes en arcilla suele ser inferior a 1 mientras que la eficiencia de grupo de pilotes flotantes en arena es mayor de 1. La eficiencia de grupo de pilotes descansando por la punta suele ser normalmente inferior a 1.

Existe una gran abundancia de estudios teóricos y conocimientos empíricos sobre la capacidad de carga de un pilote aislado ya que este tema se ha estudiado profusamente. Por el contrario, la información sobre la capacidad de carga de un grupo de pilotes es relativamente escasa, debido a la considerable dificultad de realizar pruebas a gran escala sobre grupos de pilotes. En la mayoría de las obras sería conveniente dejar un espacio suficiente-

mente grande para cargar un pilotaje completo. Además, es muy difícil obtener una reacción suficientemente grande para cargar hasta la falla un grupo de pilotes. Para pilotes flotantes en arcilla, Kérisel propuso en 1967 los factores de reducción que se dan en la Tabla 33.4.

Vesic (1967a) atribuye el aumento de capacidad de carga de un grupo de pilotes en arena homogénea al aumento de la resistencia por el fuste de los pilotes del grupo. En sus pruebas señala eficiencias de hasta 3, mientras que las eficiencias de punta eran todas aproximadamente iguales a la unidad. Sus pruebas indicaban que la eficiencia de un grupo de pilotes aumenta con la separación entre los mismos, hasta un máximo de separación de 3 diámetros, descendiendo después ligeramente al seguir aumentando la separación.

La razón de que la eficiencia de un grupo de pilotes en arena sea superior a la unidad se debe a que la hincada de los pilotes adyacentes hace aumentar los esfuerzos horizontales efectivos y, por tanto, la resistencia por el fuste de los pilotes ya colocados. Además, la hincada de los pilotes adyacentes tiende a aumentar la compacidad relativa de la arena, causando por tanto un aumento en el ángulo de fricción de la misma.

33.5 FRICCIÓN NEGATIVA

Bajo la carga aplicada Q el pilote de la Fig. 33.3 se mueve hacia abajo respecto al suelo situado al nivel de la punta del pilote y respecto al suelo que rodea el fuste del mismo. Así pues, Q_p y Q_s actúan hacia arriba, es decir, se combinan para resistir la carga Q que actúa sobre el pilote hacia abajo. En varios casos parte o todo el suelo que rodea el fuste de un pilote puede moverse hacia abajo respecto al mismo, invirtiendo, por tanto la dirección de Q_s . En este caso Q_s ya no es una fuerza sustentante sino que se convierte en una fuerza a ser resistida por el pilote y, por tanto, debe considerarse en el cálculo del mismo. La resistencia por el fuste que actúa hacia abajo sobre el pilote se conoce como *fricción negativa*.

La Fig. 33.8 muestra dos casos clásicos en los que puede desarrollarse la fricción negativa. En la Fig. 33.8a un terraplén descansa sobre un terreno blando y el pilote pasa a través del relleno y del suelo blando hasta el terreno firme situado debajo. Este caso puede presentarse, bien por la colocación de un relleno en torno a un pilote ya

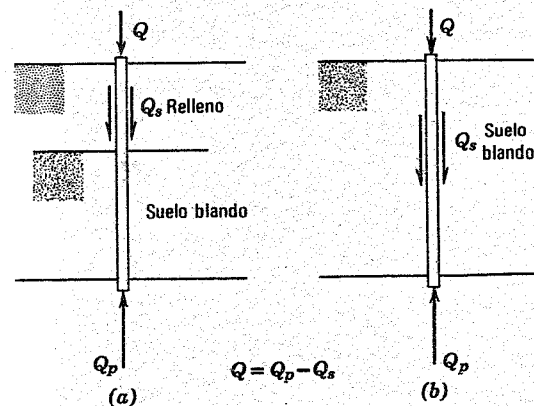


Fig. 33.8. Fricción negativa en pilotes.

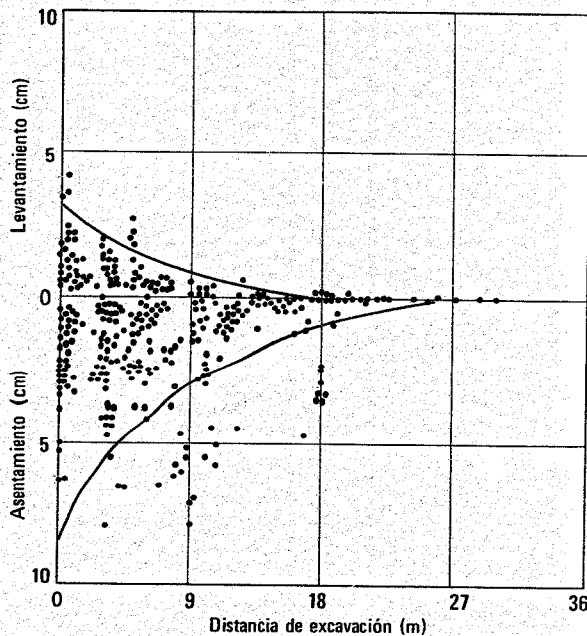


Fig. 33.9. Movimientos en edificios debidos a la hinca de pilotes, Chicago, Ill. (Según Horn, 1966.) Citado por Ireland (1955).

hincado a través de un suelo blando o, como suele ser el caso más usual, cuando se hincan los pilotes a través de un terreno formado por un relleno, un suelo blando y una base firme. El relleno produce la consolidación del suelo blando y, por tanto, el relleno y gran parte del suelo blando se mueven hacia abajo, cargando sobre el pilote. Mientras que la colocación del relleno sobre un suelo blando puede dar lugar a asentamientos de muchos centímetros, un desplazamiento relativo de sólo unos 2 cm entre el fuste del pilote y el terreno circundante basta para movilizar completamente la fricción del suelo sobre el pilote.

En el caso de la Fig. 33.8b se hincó un pilote a través de un suelo blando. La perturbación del terreno por el pilote puede producir un aumento de compresibilidad del suelo, desarrollando elevadas sobrepresiones intersticiales en torno al fuste del pilote. Por ello, se puede producir el asentamiento del terreno blando.

El asentamiento de un suelo blando en torno a un pilote puede también producirse por obras de construcción en zonas próximas al mismo. La hinca de pilotes en un terreno adyacente puede producir un aumento de sobrepresiones intersticiales; la extracción de agua, incluso a distancias considerables del pilote, puede dar lugar a un aumento de esfuerzos efectivos en el terreno blando, lo cual se traduce en asentamientos.

Aunque la fricción negativa del tipo que aparece en la Fig. 33.8b es más usual que la de la Fig. 33.8a, no resulta tan perjudicial. El caso de la Fig. 33.8a es particularmente grave debido a que la colocación de un relleno sobre el suelo blando suele dar lugar generalmente a grandes asentamientos y a que el relleno suele ser de material granular con buenas características resistentes y por tanto con una elevada capacidad de fricción negativa.

Existen muchos casos en los que los pilotes, en una situación como la que aparece en la Fig. 33.8, han sido realmente separados de la construcción de la estructura

que debían soportar. Puede movilizarse fácilmente una fricción negativa suficientemente grande para hacer penetrar los pilotes en la base firme donde descansa su punta. El ingeniero debe ser reacio a hincar pilotes a través de un relleno recién colocado sobre terreno blando.

Al colocar un pilotaje el ingeniero debe prestar atención a la posible fricción negativa, y, en aquellos casos en que pueda temerse, debe tenerla en cuenta en el proyecto del pilotaje. Van Wele (1964) indica que la fricción negativa es un problema muy habitual y extendido en Holanda, donde existen muchas zonas en las que se han hincado pilotes a través de rellenos colocados sobre terreno blando. Las pruebas y las experiencias actuales en Holanda han puesto de manifiesto la importancia de considerar la fricción negativa como parte de la carga de proyecto.

Johannessen y Bjerrum (1955) describen con detalle una prueba interesante *in situ*, con fricción negativa. Se hincaron dos pilotes huecos de acero de aproximadamente 47 cm de diámetro y 55 m de longitud a través de un grueso depósito de arcilla marina, colocando a continuación 10 m de un grueso depósito de relleno sobre la arcilla. Uno de los pilotes estaba provisto de diversos instrumentos, de forma que se podían medir los desplazamientos del pilote en 5 puntos a lo largo del fuste del mismo. La superficie de relleno asentó aproximadamente 1.20 m debido a la consolidación de la arcilla y la cabeza del pilote descendió gradualmente con un acortamiento total de 14.3 mm. Se llegó a la conclusión de que los esfuerzos en las proximidades de la punta del pilote eran del orden de 2,000 kg/cm² y que la fricción negativa total era de unas 250 ton, un valor suficientemente elevado para hacer penetrar la punta del pilote en la roca. La distribución de las compresiones sobre el pilote indicaba que la adherencia desarrollada entre el pilote y la arcilla se distribuía aproximadamente de la misma forma que los esfuerzos verticales efectivos en la arcilla. Johannessen y Bjerrum postulaban que la adherencia del terreno en un punto cualquiera a lo largo del pilote valía

$$s_s = \bar{\sigma}_h \tan \bar{\phi} = \bar{\sigma}_v K \tan \bar{\phi}$$

y, se pudo calcular un valor de $K \tan \bar{\phi}$ de 0.20.

33.6 INFLUENCIA DE LA CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES PROFUNDAS SOBRE ESTRUCTURAS ADYACENTES

Aunque los ingenieros saben bien que la construcción de cimentaciones profundas suele tener efectos perjudiciales sobre las estructuras adyacentes, se han descrito muy pocos casos en la literatura. La falta de casos escritos se debe, al menos en parte, a las posibles acciones legales sobre los daños si tales causas y efectos se reconocieran. Otro factor que contribuye a la rareza de descripciones de casos reales es la desafortunada falta de responsabilidad del ingeniero proyectista respecto a la construcción del proyecto por él realizado. En obras de cimentación profunda el ingeniero proyectista suele abandonar su relación con la obra después del proyecto, dejando al contratista con el problema de la construcción. La brusca separación entre proyectista y contratista en los EE. UU., favorece este desafortunado aislamiento del ingeniero proyectista.

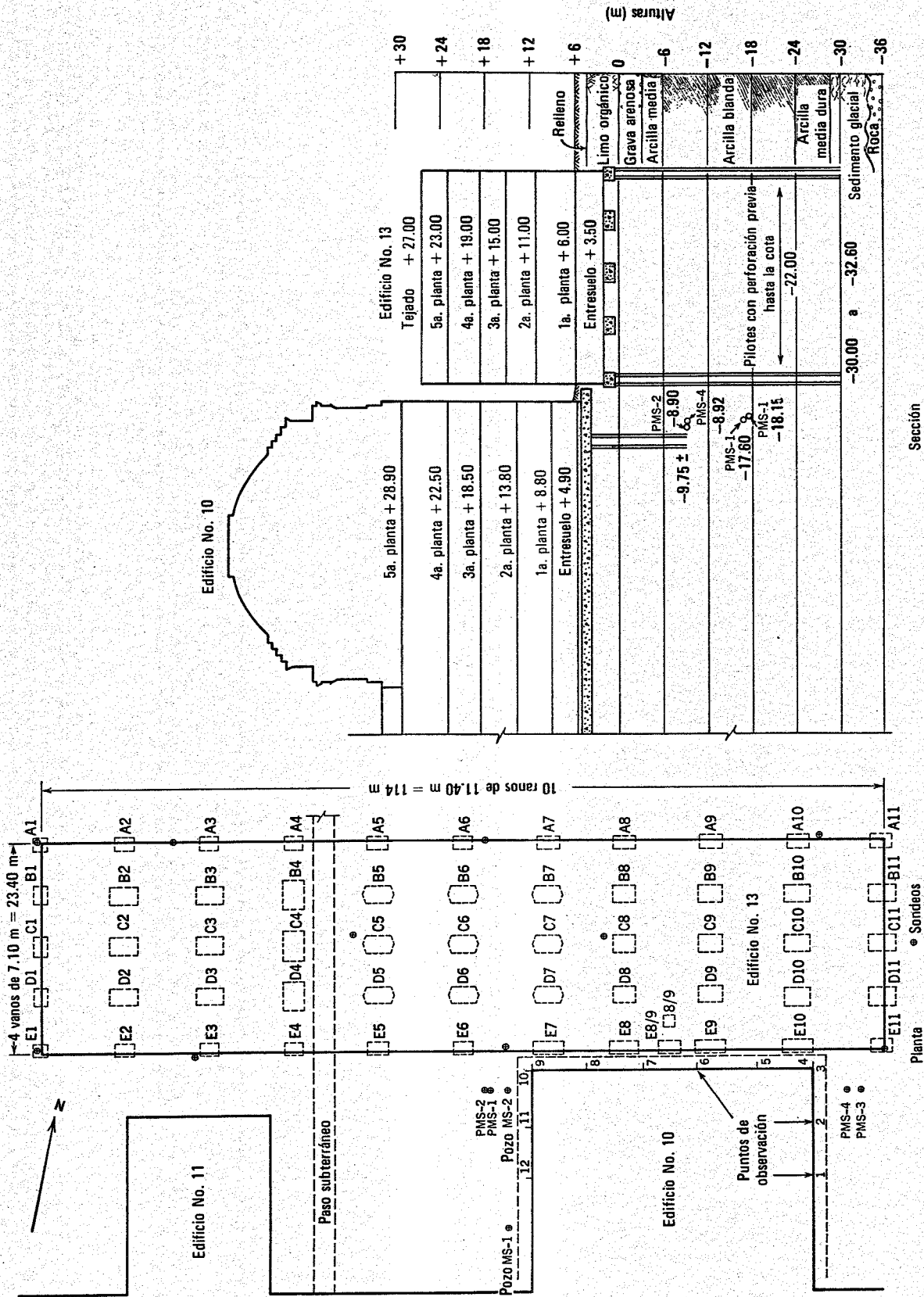


Fig. 33.10. Edificios 10 y 13 del M. I. T.

El proyectista debería prestar mucha más atención a la construcción de una cimentación profunda, tanto desde el punto de vista de conseguir una cimentación correcta y económica para su cliente como del de no producir efectos perjudiciales sobre estructuras adyacentes.

La hinca de pilotes puede producir movimientos importantes en las estructuras próximas por efecto del desplazamiento del suelo y por las elevadas presiones intersticiales desarrolladas en los suelos arcillosos. Esto suele producirse en especial cuando se hincan un gran número de pilotes que produzcan un gran desplazamiento en un terreno arcilloso. Horn (1966) describe varios casos, incluyendo uno en el que los pilotes hincados en un suelo sin cohesión produjeron asentamientos de hasta 15 cm en la zona abarcada por los pilotes y deformaciones del terreno en distancias de hasta 22 m. Horn también cita un estudio hecho por Ireland que sugiere que los pilotes hincados en arcilla pueden producir movimientos estructurales hasta una distancia aproximadamente igual a la longitud de dichos pilotes. La Fig. 33.9 muestra los datos de Ireland para diversos edificios en la zona de Chicago.

Un completo programa de auscultación de cimentaciones realizado en el "campus" del M.I.T., ha puesto de manifiesto la extensión e importancia de la influencia sobre las estructuras próximas de la construcción de cimentaciones profundas. Por ejemplo, medidas periódicas del nivel freático en 45 pozos de observación en el "campus" mostraron que el abatimiento del nivel freático para la construcción de cimentaciones hacía descender la capa freática en una zona muy extensa. De hecho, el drenaje realizado para el Centro de Estudiantes hizo descender el nivel freático en una zona que se extendía hasta 540 m de distancia del lugar de la construcción. Las lecturas de los piezómetros indicaban que la hinca de los pilotes podía producir incrementos de presión intersticial en terrenos arcillosos hasta a 30 m de distancia del lugar donde se hincaban los pilotes. Sin embargo, las presiones intersticiales sólo aumentaron de forma apreciable en una distancia de unos 6 m respecto al punto de hinca.

Lambe y Horn (1965) describen un estudio que demostró la influencia sobre el edificio No. 10 de la construcción del vecino edificio No. 13 del "campus". La Fig. 33.10 muestra los dos edificios en planta y sección. El edificio No. 13 descansa sobre 619 pilotes del tipo que aparece en la Fig. 33.7. La carga de proyecto de cada pilote fue de 70 ton. La Fig. 33.11 muestra las presiones intersticiales desarrolladas bajo el edificio No. 10 y los asentamientos que se produjeron en diversos puntos de dicho edificio. Como puede verse, se desarrollaron sobrepresiones intersticiales de unos 12 m de carga de agua por efecto de la hinca de pilotes. Estas sobrepresiones se disiparon rápidamente. Durante la hinca, el edificio No. 10 ascendió unos 6 mm y a continuación asentó al disiparse las sobrepresiones intersticiales en el terreno arcilloso. Como puede verse, los asentamientos continuaron produciéndose incluso después que las sobrepresiones intersticiales en la arcilla eran prácticamente nulas. El máximo asentamiento se produjo en el punto 8 y fue ligeramente superior a 3 cm.

El estudio de la cimentación del "campus" del M.I.T., ha mostrado que generalmente las cimentaciones formadas

por largos pilotes resistiendo por la punta, planteaban mayores dificultades de construcción que las cimentaciones flotantes parcial o totalmente. Además, la construcción de un pilotaje tenía mayor influencia sobre las estructuras próximas que la construcción de una cimentación superficial. Por otro lado, se producían menores asentamientos en edificios cimentados sobre pilotes trabajando por la punta que en el caso de cimentaciones flotantes. Sin embargo, la diferencia de comportamiento entre las cimentaciones profundas y las flotantes no es significativa. Por ejemplo, la Fig. 33.12 indica que el asentamiento del pilotaje del edificio No. 13 era entre 0.7 y 1 cm. El máximo asentamiento medido en el Centro de Estudiantes del M.I.T., con cimentación semiflotante, fue de 1.5 cm durante la construcción y 0.5 cm durante los dos años posteriores a la terminación del edificio.

33.7 RESUMEN DE PUNTOS PRINCIPALES

1. Las *cimentaciones profundas* se utilizan para transmitir a una base firme las cargas de las estructuras, a través de un terreno blando. Una cimentación por pilotes es el caso más corriente de cimentación profunda.
2. La capacidad de carga Q se compone normalmente de la *resistencia por la punta* Q_p más la *resistencia por el fuste* Q_s (también denominada *resistencia lateral*). Las ecuaciones 33.3 y 33.4 expresan la capacidad de carga del pilote en suelos sin cohesión y cohesivos respectivamente.
3. En un caso en el que el terreno que rodea el fuste del pilote se mueve hacia abajo respecto del mismo, la resistencia por el fuste actúa hacia abajo. Esta resistencia hacia abajo se denomina *fricción negativa* y debe considerarse en el proyecto como una carga sobre el pilote.
4. La resistencia del suelo que sirve para soporte al pilote es aquella que corresponde al instante en que se requiera tal soporte. Como la resistencia de un suelo depende del esfuerzo efectivo y de los parámetros de resistencia, la resistencia de un pilote, especialmente en arcilla, depende mucho de la duración de la carga.
5. Normalmente el pilote se hace penetrar en el terreno mediante un *martinete de hinca*. Las Tablas 33.2 y 33.3 resumen y enumeran tipos de martinete junto con sus características principales.
6. Se suelen utilizar *fórmulas dinámicas de hinca*, como las de las ecuaciones 33.6 y 33.7, para estimar la carga admisible de un pilote aislado. Las fórmulas dinámicas utilizan la energía aprovechada del martinete, las características del pilote y la penetración medida en la última parte de la hinca para calcular la resistencia, la cual sirve para estimar la capacidad de carga del pilote bajo carga estática.
7. Una fórmula dinámica constituye un método muy poco preciso para estimar la capacidad de carga bajo carga estática debido a: a) la dificultad de calcular correctamente la pérdida de energía en la hinca; y b) la dificultad en relacionar la resistencia del pilo-

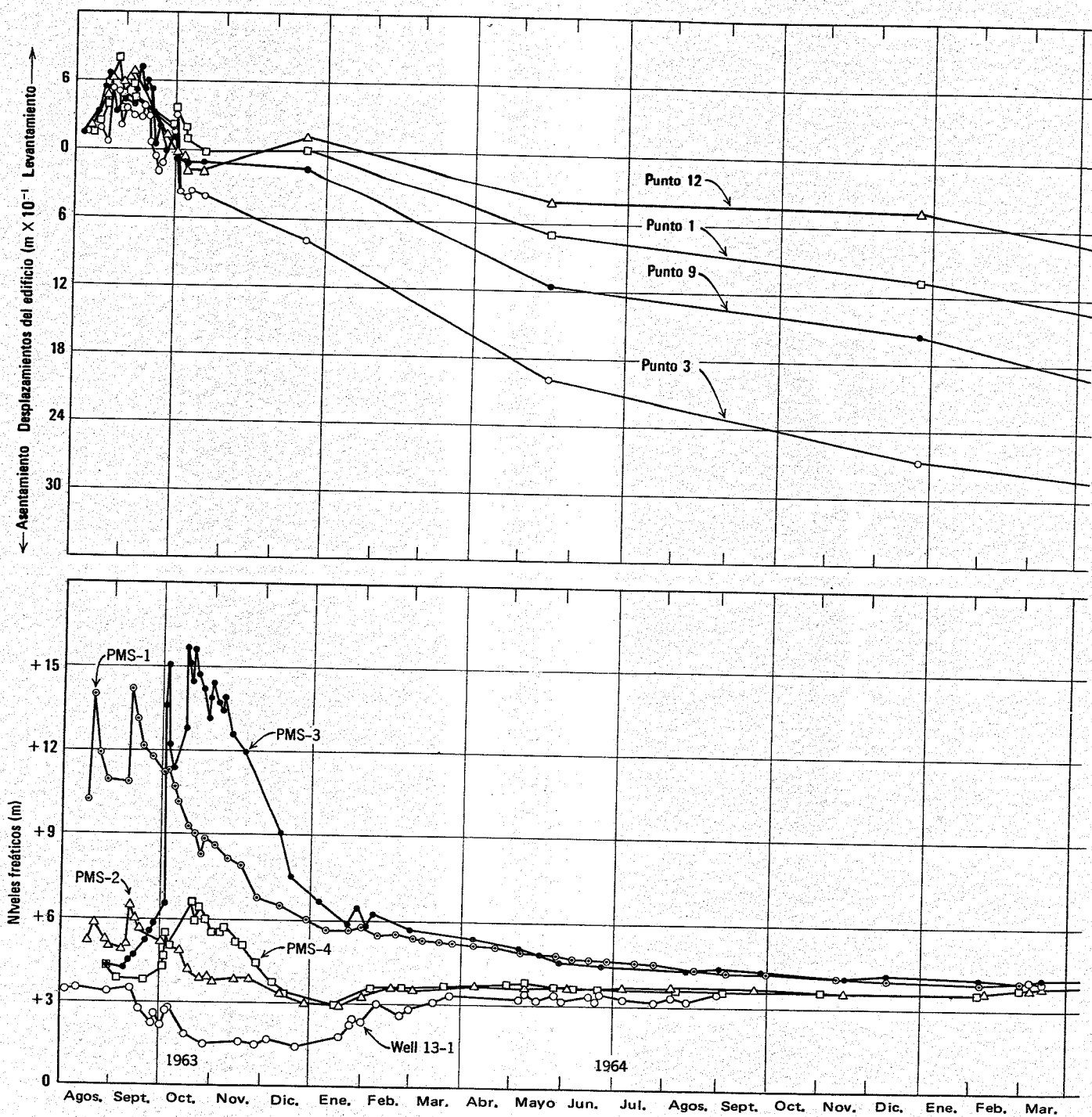


Fig. 33.11. Presiones intersticiales y desplazamientos en el Edificio No. 10.

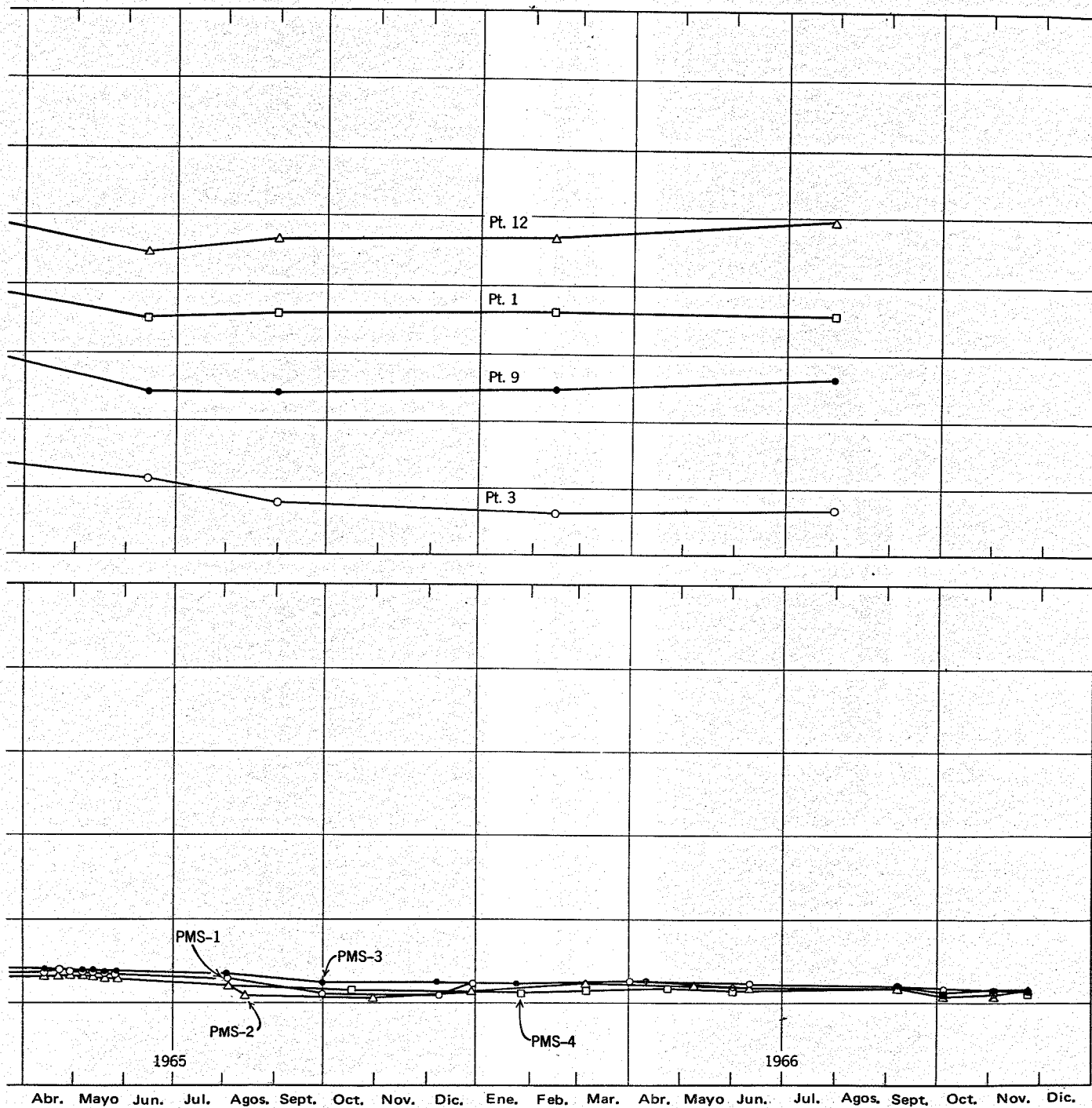


Fig. 33.11. (continuación).

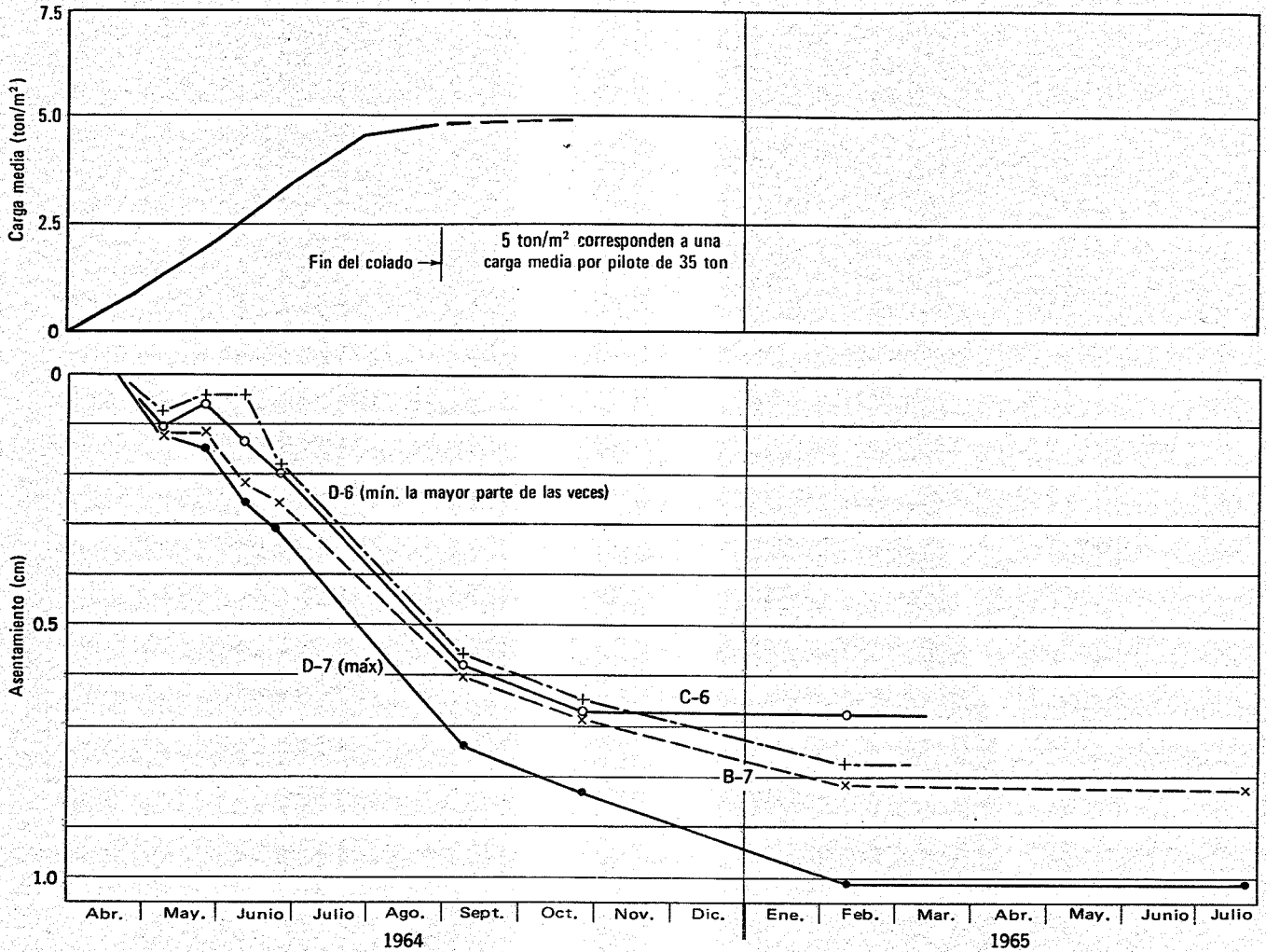


Fig. 33.12. Asentamientos de columnas-Edificio No. 13.

te durante la hinca con la capacidad de pilote bajo carga estática.

8. Las cimentaciones por pilotes gozan de general reputación entre muchos ingenieros como solución ideal para la construcción en terreno blando. Los hechos no sostienen esta reputación. La construcción de pilotajes no es fácil, por otro lado, pueden tener efectos perjudiciales sobre las estructuras próximas.

9. En este capítulo se identifican y tratan los fundamentos de la mecánica de suelos referentes a las cimentaciones profundas. No se consideran muchos aspectos prácticos de tales cimentaciones, como la subpresión y las cargas laterales sobre los pilotes, ni la influencia del tipo de pilote sobre la capacidad de carga. Pueden consultarse las referencias citadas en este capítulo sobre tales temas.

CAPITULO 34

La mejora de las condiciones del suelo

Generalmente el terreno de una zona a desarrollar no suele ser ideal desde el punto de vista de la ingeniería de suelos. En muchos casos, el ingeniero debe evitar problemas potenciales eligiendo otro lugar o eliminando el terreno indeseable y substituyéndolo por un suelo adecuado. En los primeros días de la construcción de carreteras se empleaba este método ampliamente. Por ejemplo, se desviaban las carreteras al encontrar pantanos. Al pasar el tiempo, esta decisión de evitar los terrenos malos, se adoptaba menos frecuentemente. El aumento de velocidad de los vehículos obligó a unas normas más estrictas en las alineaciones de caminos, carreteras y pistas de aeropuertos. Con el desarrollo de ciudades y zonas industriales las disponibilidades de lugares con buena cimentación se agotaron rápidamente. El ingeniero se ha visto cada vez más forzado a construir en zonas seleccionadas por razones diferentes de las condiciones de cimentación.

Un segundo método para resolver el problema de los suelos malos es *adaptar* el proyecto a las condiciones existentes. Por ejemplo, pueden proyectarse cimentaciones flotantes o profundas para evitar gran parte de los problemas de asentamiento y estabilidad asociados con los suelos blandos.

Un tercer método de que dispone el ingeniero es la *mejora* del suelo. Este método se está volviendo cada vez más viable y atractivo. La mejora del terreno se suele denominar frecuentemente *estabilización*, que, en su sentido más amplio, es la modificación de cualquier propiedad del suelo para mejorar su comportamiento ingenieril. Ejemplos de mejoras de suelos son: aumento de la resistencia como en el caso de sub-rasantes de carreteras), disminución de la compresibilidad (para la cimentación de una estructura, por ejemplo) y reducción de la permeabilidad (como en el caso de la cimentación de una presa). La mejora del terreno puede ser una solución provisional o puede constituir una medida permanente para mejorar el comportamiento final de una estructura.

Los métodos de mejora del terreno pueden clasificarse según diversas formas, de acuerdo con la naturaleza del proceso aplicado, el material añadido, del resultado deseado, etc. Por ejemplo, según el proceso, existen las estabilizaciones mecánica, química, térmica y eléctrica. Las diversas técnicas de mejora del terreno han sido comentadas por Lambe (1962). Se han obtenido numerosos datos

empíricos sobre la mejora del terreno a partir de una amplia experiencia de campo. Sherard y Col. (1963) han estudiado la mejora del terreno para la construcción de presas. El Road Research Laboratory (1952) ha investigado la mejora del terreno para carreteras y aeropuertos; Fruco y asociados (1966) han estudiado la mejora del terreno para excavaciones profundas. Leonards (1962) y la ASCE (1964) han tratado los aspectos de compactación, drenaje y precarga. La Conferencia Especial de la ASCE (1968) estuvo dedicada a la colocación y mejora del suelo para cimentaciones.

El principal método y el más usual de mejora del terreno es el *aumento de compacidad*. Consideraremos tres modalidades en este capítulo: *a)* la *compactación* (aumento de la compacidad por medios mecánicos, generalmente rodillos); *b)* *precarga* (aumento de la compacidad por colocación de una carga temporal); y *c)* *drenaje* (eliminación del agua intersticial y/o reducción de la presión intersticial). Estos métodos (al igual que otros) pueden utilizarse solos o combinados.

En este capítulo se exponen las características geotécnicas del aumento de compacidad. La extensa información disponible sobre maquinaria y métodos de mejora del terreno, así como los numerosos datos empíricos caen fuera del objetivo de este texto. Cualquier ingeniero que quiera proyectar un sistema de mejora del terreno debe consultar la información existente, con el fin de apreciar los muchos problemas prácticos que supone este tipo de obra.

34.1 COMPACTACION DEL TERRENO EN EL CAMPO

Cualquier depósito de suelo puede ser compactado mediante rodillos para aumentar su compacidad. La compactación *in situ* se suele limitar a los centímetros superiores del terreno antes de colocar un relleno o terraplén. Las arenas pueden compactarse a veces con rodillos hasta una profundidad de 1 ó 1.50 m. Sin embargo, la compactación se suele hacer por capas sucesivas de suelo.

La compactación *in situ* puede suponer uno o varios de los siguientes pasos:

1. Elección de un suelo de préstamo adecuado.
2. Carga, transporte a obra y vertido del terreno de préstamo.

3. Extendido por capas del suelo vertido; el espesor de las capas puede variar desde unos pocos centímetros hasta quizá medio metro, según el tipo de suelo y la maquinaria de compactación.
4. Modificación de la humedad del suelo colocado: reduciéndola por desecación parcial o aumentándola mediante adición de agua.
5. Mezcla del suelo vertido para hacerle más uniforme y deshacer los terrones.
6. Compactación del suelo de acuerdo con un método especificado o hasta que se obtengan determinadas propiedades.

Los detalles del proceso de compactación y la maquinaria utilizada en cada operación deben adaptarse a la obra particular de que se trate.

Durante la primera mitad del siglo xx se han hecho desarrollos espectaculares en el tamaño y variedad de la maquinaria de compactación. El peso del equipo de compactación disponible ha aumentado desde aproximadamente 2 ton hasta 180 ton.

Los rodillos de llantas lisas, los de neumáticos, los de pata de cabra y los vibratorios son los tipos principales de maquinaria de compactación. En suelos cohesivos, pueden obtenerse altas densidades con la mayoría de los tipos de rodillo. Sin embargo, los rodillos vibratorios son los menos eficaces, siendo los mejores los de neumáticos con elevadas presiones de inflado (hasta 10 kg/cm²). En suelos sin cohesión se emplean tanto los rodillos vibratorios como los de neumáticos para obtener compactaciones elevadas (ver Foster, 1962, para un estudio de la compactación *in situ*).

El control de la compactación por los técnicos es muy importante para obtener las propiedades deseadas en el suelo y en especial para conseguir un material razonablemente uniforme. Según los casos, el técnico puede medir el peso específico, la humedad y las características de clasificación con una cierta frecuencia, generalmente expresada en forma de un número determinado de pruebas por un cierto volumen de terraplén colocado, es decir, por ejemplo una serie de pruebas por cada 4,000 m³ de terraplén. El control de obra puede también basarse en la resistencia *in situ* o en cualquier propiedad ingenieril.

34.2 PRUEBAS DE COMPACTACION

El ingeniero debe fijar los detalles del proceso de compactación para obtener la combinación óptima de propiedades ingenieriles deseables para el problema con el mínimo costo. Para hacer esta selección necesita conocer las relaciones entre el comportamiento del suelo y los detalles de puesta en obra del suelo de que se trate. Esta información se deduce de los principios de la compactación (expuestos en este capítulo), de pruebas de laboratorio y de pruebas de campo.

Las pruebas de compactación se realizan principalmente en laboratorio debido a que son mucho más baratas y rápidas de realizar que las pruebas en obra. Existen muchos tipos de pruebas de laboratorio, cada una de las cuales tienen la finalidad de reproducir algún tipo de compactación *in situ*. El primero y más común tipo de prueba

de compactación consiste en colocar el suelo en un molde y dejar caer un pisón sobre el suelo en determinado número de veces. Este tipo de prueba se denomina frecuentemente de compactación *dinámica*. En la prueba de compactación por *amasado* el suelo colocado en el molde se comprime con un pistón un determinado número de veces, bajo una presión específica. En la prueba, de compactación *estática*, el suelo se somete a una presión estática de magnitud dada. Los detalles de las diversas pruebas de compactación en laboratorio se pueden encontrar en Lambe (1951).

Si un suelo cohesivo se compacta con un tipo y energía de compactación dados para diversas humedades, se obtiene una curva como la que aparece en la Fig. 34.1. Esta curva de compactación muestra que, al aumentar la humedad de moldeo de la muestra, el peso específico seco aumenta hasta un máximo, disminuyendo después. El peso específico y el contenido de humedad para el máximo de la curva se denominan respectivamente *peso específico seco máximo* y *humedad óptima* para este tipo particular de compactación y la energía correspondiente. Para la prueba de compactación Proctor estándar que aparece en la Fig. 34.1, el peso específico seco máximo es de 1.90 t/m³ y la humedad óptima de 11%.

La relación calculada entre la humedad y el peso específico seco para un grado de saturación constante puede también representarse a la misma escala que la curva de compactación. Como puede verse en la Fig. 34.1 el grado de saturación aumenta con la humedad, hasta un valor algo por encima del óptimo, tendiendo a partir de ahí a mantenerse aproximadamente constante.

La relación humedad-peso específico para un suelo determinado depende del grado y tipo de compactación, como se aprecia en las Figs. 34.2 y 34.3. La Fig. 34.2 muestra los resultados de cuatro pruebas de laboratorio con compactación dinámica. La energía de compactación disminuyó de la prueba 1 a la 4. Como indican los datos, para un determinado tipo de compactación, cuanto mayor es la energía, mayor es el peso específico máximo y menor la humedad óptima. Además, al aumentar la humedad de moldeo, la influencia de la energía de compactación o de la humedad tiende a disminuir. Los puntos de peso específico seco máximo y humedad óptima para las diversas energías de compactación tienden a estar situados según una línea que va en la misma dirección general que las líneas de grado de saturación constante.

La Fig. 34.3 muestra los resultados de la compactación estática con la presión de compactación disminuyendo de la prueba 1 a la 4. Como se aprecia en esta figura, cuanto más grande es la presión de compactación, mayor es el peso específico máximo.

La Fig. 34.4 compara la compactación en obra y en laboratorio para un mismo suelo. La figura muestra la dificultad de elegir una prueba de laboratorio que reproduzca un determinado método de compactación en obra. Las pruebas de laboratorio indican generalmente una humedad algo inferior a la óptima en una obra real.

Variando el método de laboratorio, puede desplazarse la relación humedad-peso específico para conseguir una mejor correlación con un determinado método de com-

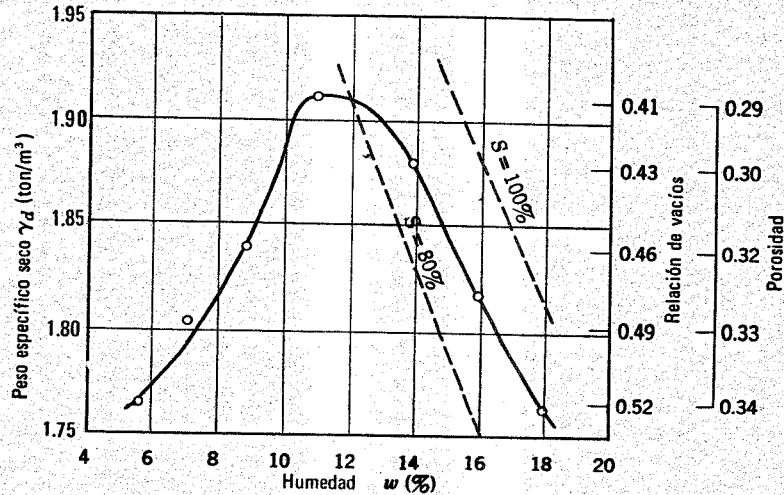
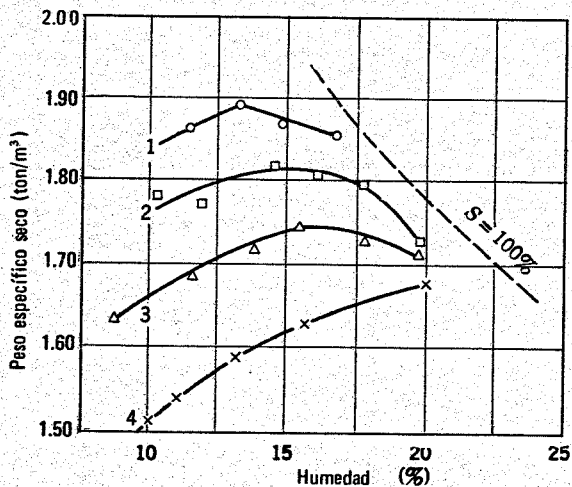


Fig. 34.1. Prueba de compactación Proctor estándar (Según Lambe 1951).

compactación en obra. Existe una cierta evidencia de que determinados tipos de compactación de laboratorio concuerdan mejor con ciertos tipos de compactación en obra; por ejemplo, la compactación por amasado y los rodillos de pata de cabra. Sin embargo, la mayoría de la compactación de obra viene controlada por pruebas de laboratorio dinámicas.

Como se comentó en el capítulo 15, las vibraciones pueden ser muy eficaces para la compactación de suelos sin cohesión. Por otro lado, los suelos granulares no responden a variaciones en la humedad de compactación y

en la energía de compactación en la forma característica de los suelos de grano fino. La Fig. 34.5 muestra la curva de compactación típica de suelos sin cohesión. El bajo peso específico que se obtiene para humedades bajas se debe a fuerzas capilares que se oponen a la reorganización de los granos de arena. Este fenómeno se conoce como *entumecimiento*. Constituye una práctica general medir el peso específico de un suelo sin cohesión compactado en función de la compactación relativa (definido en el capítulo 3) usual y similarmente como se hace con los suelos naturales sin cohesión.



Peso específico seco (ton/m³)	Capas	Golpe por capa	Peso del pistón	Altura de Caída
1	5	55	4.5 kg	46 cm (AASHO) modelo
2	5	26	4.5 kg	46 cm
3	5	12	4.5 kg	46 cm (AASHO) estándar
4	3	25	2.5 kg	30 cm

Nota: Se empleó un modelo de 15 cm de diámetro.

Fig. 34.2. Curvas de compactación dinámica para una arcilla limosa (Según Turnbull, 1950).

34.3 INFLUENCIA DE LA COMPACTACION SOBRE LA ESTRUCTURA DEL SUELO

La Fig. 34.6 muestra los efectos de la compactación sobre la estructura del suelo. Para una energía de compac-

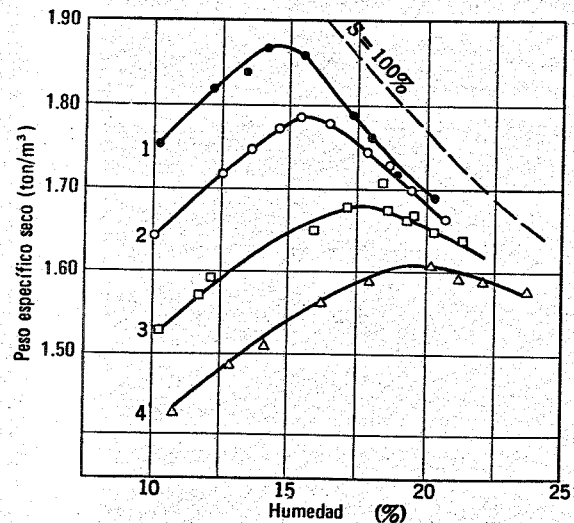


Fig. 34.3. Curvas de compactación estática de una arcilla limosa. (1) 140 kg/cm² de carga estática. (2) 70 kg/cm² de carga estática. (3) 35 kg/cm² de carga estática. (4) 14 kg/cm² de carga estática. Nota. Compactación por la cara superior de la muestra solamente. (Según Turnbull, 1950).

tación y un peso específico seco dados, el suelo tiende a estar más floculado cuando la compactación se hace del lado seco que cuando se pasa al lado húmedo. En otras palabras, el suelo en el punto A está más floculado que en el punto C. Para una determinada humedad de amasado, el aumento de la energía de compactación tiende a dispersar el suelo, especialmente por el lado seco del óptimo (punto A respecto al E) y en cierto grado por el lado húmedo del óptimo (comparar puntos C y D).

Las estructuras de suelo que se indican en la Fig. 34.6 proceden de los principios expuestos en el capítulo 5. Al aumentar la humedad tienden a aumentar las repulsiones entre partículas, permitiendo así una reorganización más ordenada de las mismas con una cierta cantidad de energía. El aumento de la energía de compactación para una humedad dada tiende a ordenar las partículas con una distribución aproximadamente paralela.

34.4 INFLUENCIA DE LA COMPACTACION SOBRE LOS ESFUERZOS DEL TERRENO

Para comenzar la consideración de las variaciones de esfuerzos en un suelo creadas por la compactación, examinemos lo que produce una carga estática en el terreno. La Fig. 28.1 muestra las trayectorias de esfuerzos efectivos, las trayectorias de esfuerzos totales y diferencia entre ambas trayectorias para un ciclo carga-descarga en el edómetro. Vimos en la Fig. 28.1 que la aplicación de una carga estática a una muestra de suelo confinada da lugar a una sobrepresión intersticial positiva y que la eliminación de una carga estática origina una sobrepresión intersticial negativa. En el capítulo 27 se estudiaba la velocidad a la que se disipan tales sobrepresiones intersticiales. De acuerdo con el ciclo carga-descarga que aparece en la Fig. 28.1 (aumento de $\bar{\sigma}_v$ desde 4 a 8 kg/cm² y reducción posterior a 4 kg/cm²), vemos que el esfuerzo horizontal efectivo aumenta desde 2.0 kg/cm² a 3.2 kg/cm² y que el cocien-

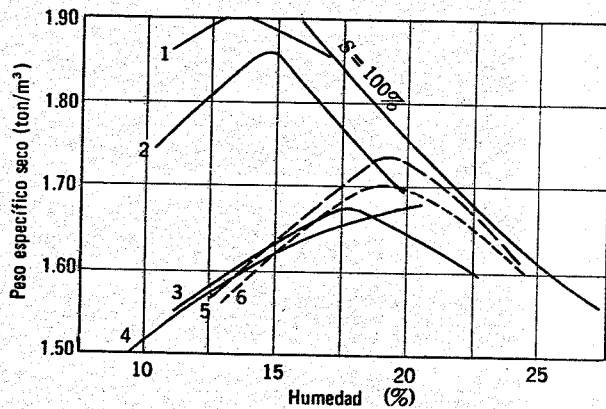


Fig. 34.4. Comparación entre las compactaciones en laboratorio y en obra. (1) Compactación estática en laboratorio, 140 kg/cm². (2) Método AASHO modificado. (3) Método AASHO estándar. (4) Compactación estática en laboratorio a 14 kg/cm². (5) Compactación en obra con 6 pasadas de rodillo de neumáticos. (6) Compactación en obra con 6 pasadas de rodillo de pata de cabra. Nota. La compactación estática se aplicó por ambas caras de la muestra. (Según Turnbull, 1950).

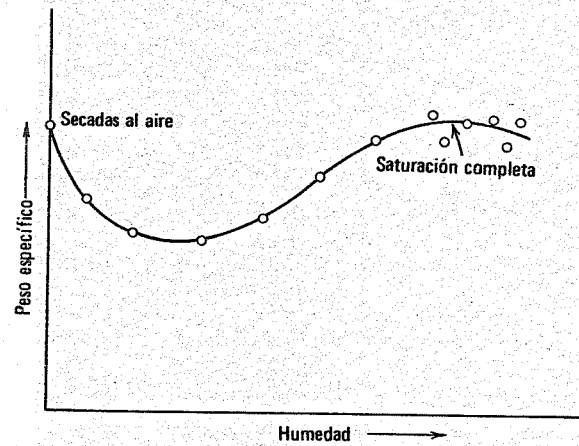


Fig. 34.5. Curva típica de compactación de arenas y gravas arenosas sin cohesión. (Según Foster, 1962).

te entre los esfuerzos efectivos horizontal y vertical, K , ha aumentado de 0.5 a 0.8. La aplicación y eliminación de la carga estática en una muestra de suelo confinada produce un aumento del esfuerzo efectivo lateral.

Cualquier suelo de grano fino con una estructura dada tiene una humedad de equilibrio, lo cual significa que el suelo con esa estructura absorbería dicha humedad si fuera posible. En general, la humedad de amasado de un suelo de grano fino para la humedad óptima o por debajo de ella es menor que la humedad de equilibrio; por tanto, existe una deficiencia de humedad. Si no existe agua disponible para cubrir esta deficiencia, se producen meniscos capilares y tensiones en el agua intersticial. Así pues, un suelo puede compactarse con una carga dinámica o con una carga estática pero, si no existe agua libre, se producirán presiones intersticiales negativas.

La Fig. 34.7 presenta datos experimentales de compactación y de presión intersticial de la caolinita. En las pruebas de compactación estática y por amasado se ha intentado obtener aproximadamente la misma curva humedad-peso específico seco, que es la que aparece en la Fig. 34.7c. Por encima de la curva peso específico-humedad se indican las presiones intersticiales medidas en cada

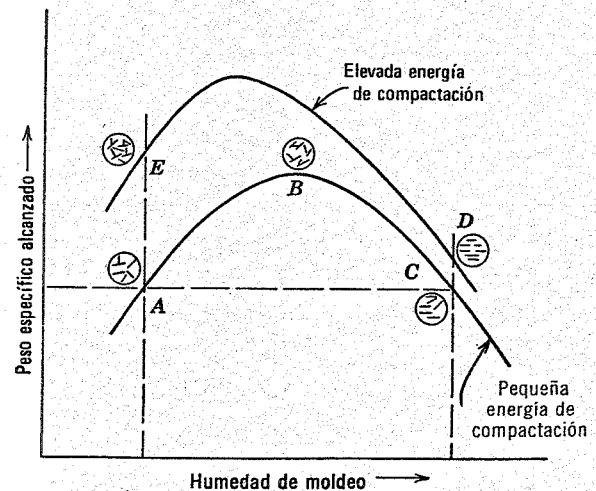


Fig. 34.6. Influencia de la compactación sobre la estructura (Según Lambe, 1962).

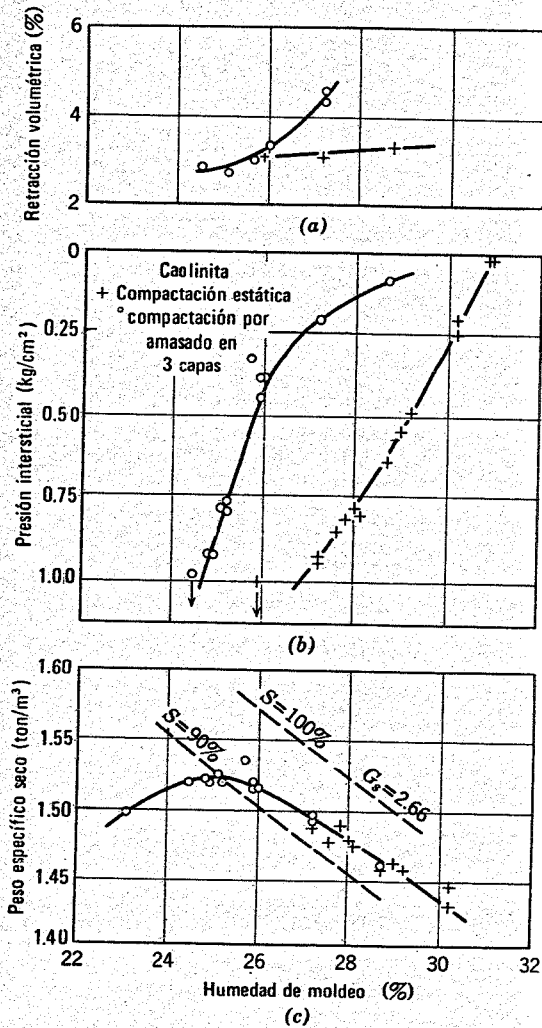


Fig. 34.7. Presiones intersticiales en caolinita compactada. (Según Lambe, 1961).

uno de los puntos de la curva peso específico-humedad. De estos datos pueden deducirse dos observaciones: a) para un peso específico y una humedad dados las tensiones del agua en la muestra compactada bajo una energía estática son mayores que las que se producen en la muestra compactada por un esfuerzo de amasado, y b) las tensiones del agua intersticial disminuyen al aumentar la humedad de amasado.

En la Fig. 34.7a se han representado los valores de la retracción de la muestra compactada al secarse. La magnitud de la retracción en el secado es generalmente mayor cuanto más paralelas son las partículas. Estos datos de retracción indican que la compactación por amasado da lugar a una estructura más dispersa que la compactación estática.

En resumen, la compactación, bien estática o dinámica, puede producir una variación importante en los esfuerzos totales y en las presiones intersticiales del suelo compactado. La naturaleza y magnitud de estos esfuerzos dependen del suelo y de la energía de compactación aplicada al mismo. En general, la compactación aumenta los esfuerzos efectivos laterales.

34.5 INFLUENCIA DE LA COMPACTACION SOBRE LAS PROPIEDADES MECANICAS

La naturaleza y magnitud de la compactación en un suelo de grano fino tienen una influencia importante sobre el comportamiento ingenieril del suelo compactado. Esta importante influencia se aclara en las Figs. 34.8 a 34.10 y en la Tabla 34.1.

Como se aprecia en la Fig. 34.8, el aumento de la humedad de amasado da lugar a una reducción de la permeabilidad por el lado seco del óptimo y a un ligero aumento de permeabilidad por el lado húmedo. El aumento de la energía de compactación reduce la permeabilidad, ya que aumenta el peso específico seco y, por tanto, disminuye los vacíos disponibles para el flujo de agua, aumentando la orientación de las partículas.

La Fig. 34.9 muestra la diferencia en las características de compactación entre dos muestras de arcilla saturada con el mismo peso específico, una, compactada por el lado seco del óptimo y otra, por el lado húmedo. Con esfuerzos bajos la muestra compactada por el lado húmedo es más comprensible que la compactada por el lado seco. Por otro lado, bajo esfuerzos elevados, la muestra compactada por el lado seco es más comprensible que la compactada por el lado húmedo.

Los datos de pruebas obtenidos por Seed y Chan (1959), representados en la Fig. 34.10, muestran la influencia del agua de moldeo tanto sobre la estructura como sobre las relaciones esfuerzo-deformación en muestras compactadas de caolinita. Las muestras compactadas

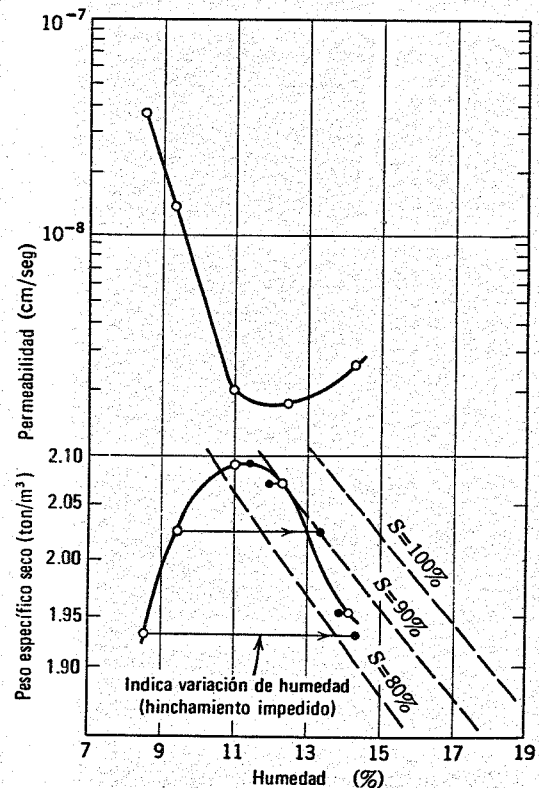


Fig. 34.8. Pruebas de compactación-permeabilidad en arcilla de Siburua. (Según Lambe, 1962).

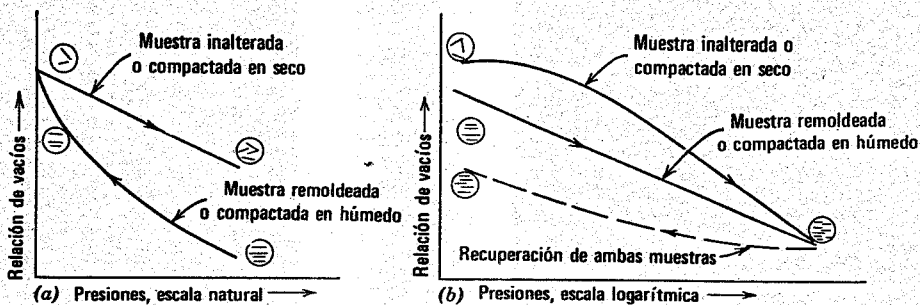


Fig. 34.9. Influencia de la consolidación unidimensional sobre la estructura. (a) Consolidación con bajas presiones. (b) Consolidación bajo altas presiones. (Según Lambe, 1958).

por el lado seco del óptimo tienden a ser más rígidas y resistentes que las compactadas por el lado húmedo. Las deformaciones tangenciales, por alineación de las partículas de suelo, tienden a destruir algunas de las diferencias de estructura creadas por la compactación.

El ingeniero debe considerar no sólo el comportamiento del suelo compactado, sino el comportamiento del suelo bajo la estructura construida, especialmente en el instante en que la estabilidad a la deformación de la estructura son más críticas. En el capítulo 7 se indicaban algunos de los múltiples cambios que pueden producirse a lo largo de la vida de un suelo natural. Análogamente, existen muchos cambios que pueden producirse en un suelo compactado. Por ejemplo, consideremos un elemento de suelo compactado en un núcleo de presa. Al aumentar la altura de la presa, los esfuerzos totales sobre el citado elemento aumentan. Cuando la presa está desempeñando su función de retener agua, el grado de saturación

del elemento de suelo compactado aumenta por el agua infiltrada. Así pues, el ingeniero que proyecta la presa de tierra debe considerar no sólo la resistencia y compresibilidad del suelo compactado, sino también sus propiedades después de que ha estado sometido a unos esfuerzos totales crecientes y se satura por el agua filtrada.

34.6 PRECARGA

La *precarga* supone la colocación de una carga superficial antes de la construcción con objeto de *preconsolidar* el terreno de cimentación. Consideremos, por ejemplo, el caso que aparece en la Fig.14.11. Se iba a construir un almacén sobre un estrato de suelo tan compresible y blando que podían esperarse grandes asentamientos y quizá una falla por deslizamiento si el almacén se levantaba sobre el terreno en su estado natural. Antes de la cons-

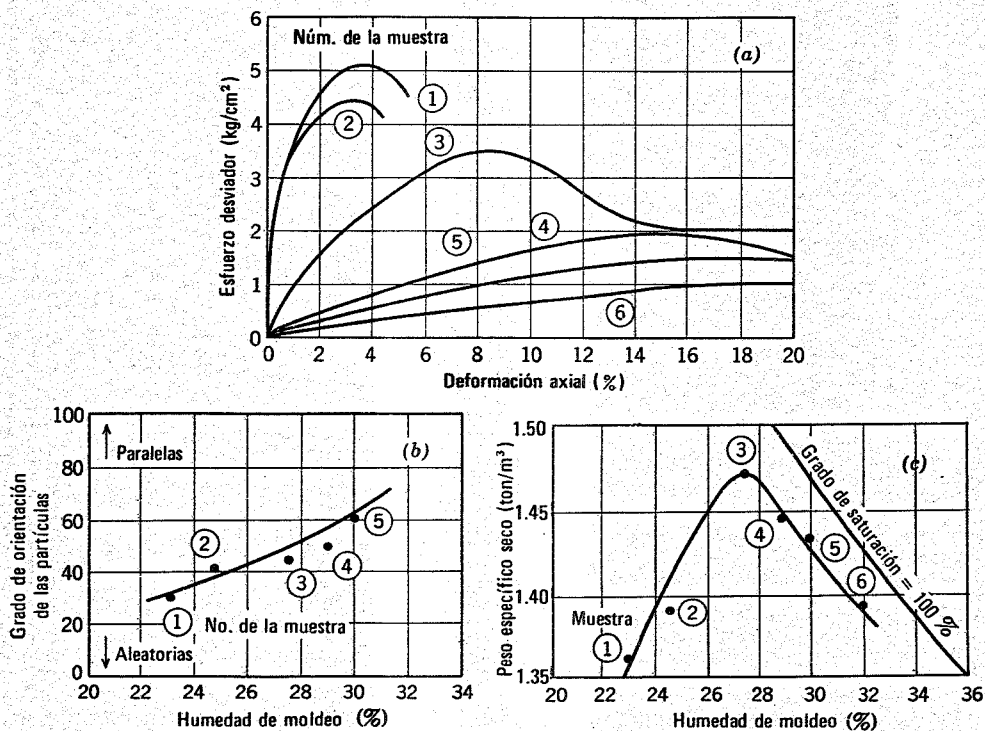


Fig. 34.10. Influencia de la humedad de molde sobre la estructura y la relación esfuerzo-deformación en muestras compactadas de caolinita. (a) Curvas esfuerzo-deformación de muestras compactadas. (b) Grado de orientación de las partículas en función de la humedad. (Según Seed y Chan, 1959). (c) Peso específico seco en función de la humedad.

Tabla 34.1 Comparación entre las compactaciones por el lado seco o húmedo del óptimo

Propiedad	Comparación
Estructura	
Disposición de las partículas	Del lado seco más aleatoria
Deficiencias de humedad	Del lado seco, mayor deficiencia y por tanto mayor higroscopicidad, mayor expansión y menor presión intersticial
Estabilidad	La estructura del lado seco es más susceptible de variación
Permeabilidad	
Magnitud	Del lado seco, más permeable
Estabilidad	Del lado seco, la permeabilidad se reduce mucho más por el flujo de agua
Compresibilidad	
Magnitud	Del lado húmedo, mayor compresibilidad con bajas presiones y del lado seco con altas presiones
Velocidad	Del lado seco, se consolida más rápidamente
Resistencia	
En el modo sin drenaje	Del lado seco, mucho mayor
con drenaje	Del lado seco, algo mayor
Después de la saturación sin drenaje	Del lado seco, algo mayor si se evita la expansión; del lado húmedo puede ser más elevada si se permite la expansión
con drenaje	Del lado seco, aproximadamente la misma o ligeramente mayor
Presiones intersticiales en la falla	del lado seco, mayor
Modulo esfuerzo-deformación	Del lado seco, mucho mayor
Sensibilidad	Del lado seco, más probabilidad de sensibilidad

muestra la deformación vertical en función de q para la carga RS y la descarga ST . En la Fig. 34.11b aparece la deformación vertical en función de los esfuerzos efectivos verticales.

La colocación y eliminación de la precarga transformó el suelo de cimentación blando, constituido por un depósito normalmente consolidado (punto A), en un suelo sobreconsolidado (punto D). Después de la precarga el terreno de cimentación tiene todas las características deseables de un terreno sobreconsolidado, si se compara con uno normalmente consolidado, es decir, es menos compresible y más resistente. La capacidad de carga del terreno blando aumenta y los asentamientos disminuirán notablemente.

La precarga constituye un método muy valioso para el ingeniero.

Como puede deducirse de la exposición anterior y de los principios presentados en este libro, existen casos en los que la precarga es muy interesante. Entre ellos podemos enumerar:

1. Existe un suelo (u otro material) fácilmente disponible para utilizarlo como precarga.
2. El terreno de cimentación drena rápidamente, de forma que el tiempo necesario para la precarga es relativamente corto. Esto requiere una trayectoria de drenaje corta y/o un elevado coeficiente de consolidación.

En algunos casos se utiliza una precarga mayor que la carga prevista para la estructura. Este exceso de precarga respecto a la carga real de la estructura se denomina *sobreprecarga*. El empleo de una sobreprecarga reduce el tiempo que requiere el suelo para consolidarse bajo la carga real de la estructura. Además, si el suelo se consolida bajo un esfuerzo efectivo mayor que el que aplicará la estructura, la magnitud de la consolidación secundaria que se producirá bajo la carga de la estructura puede reducirse notablemente.

34.7 DRENAJE

El drenaje es un método de mejora del terreno ya que se reduce la cantidad y/o la presión del agua intersticial. El drenaje suele producir un aumento de compacidad. En muchos capítulos de este libro se han estudiado los perjudiciales efectos que el agua puede tener sobre el suelo y las estructuras de retención de tierras. El agua con flujo ascensional puede dar lugar a un sifonamiento; un aumento de presión intersticial para un esfuerzo total dado producirá una reducción de esfuerzo efectivo y, por tanto, de la resistencia del suelo; el agua puede ejercer un empuje lateral muy importante sobre estructuras de retención, como los muros.

En ingeniería suele ser muy deseable y a veces imprescindible eliminar el agua intersticial del terreno o por lo menos reducir su presión. A veces se hace, como medida provisional, el drenaje del agua para permitir la construcción (como en el caso del sótano de un edificio bajo el nivel freático) y a veces como medida permanente para proteger una estructura (como el drenaje bajo una presa). Mansur y Kaufman (-1962) han descrito muchos de los aspectos teóricos y prácticos del drenaje.

trucción del almacén, se aplicó una carga de suelo (precarga) sobre la zona a edificar. Como la extensión lateral de la precarga era muy grande en comparación con el espesor de suelo blando, podían suponerse deformaciones unidimensionales en el suelo blando.

En la parte inferior de la Fig. 34.11 se indican los esfuerzos y deformaciones para el punto P del terreno blando. Antes de la colocación de la precarga los esfuerzos totales en el punto P estaban representados por J , los esfuerzos efectivos por A y la distancia AJ era la presión intersticial estática en el punto P . La velocidad de colocación de la precarga respecto a la velocidad de consolidación del terreno blando era tal, que no se produjeron presiones intersticiales medibles en el suelo blando, es decir se trataba de un caso de carga con drenaje. JK es la trayectoria de esfuerzos totales en el proceso de carga y KL la correspondiente a la descarga. Las trayectorias de esfuerzos efectivos respectivas son AB y BD . La Fig. 34.11c

Existen muchos métodos de drenaje incluyendo; a) drenes verticales (tal como se usan en terraplenes); b) drenes horizontales (como los utilizados para drenar taludes naturales); c) zanjas (a lo largo de una carretera) y d) pozos-dren (para una excavación). El drenaje puede favorecerse por la aplicación de una corriente eléctrica directa. Este proceso se denomina *electrósmosis*. Casagrande (1953) ha descrito el empleo con éxito de la electrósmosis en diferentes obras. Un ejemplo de su utilización para mejorar la cimentación de una presa ha sido dada por Fetzner (1967).

Los drenes de arena verticales se suelen utilizar junto con la precarga para acelerar la consolidación de suelos de grano fino. El mecanismo del flujo radial hacia los drenes ha sido descrito en el capítulo 27. Generalmente debe darse una de las siguientes condiciones del terreno con el fin de obtener una aceleración importante de la consolidación mediante el uso de drenes verticales:

1. La capa de suelo blando es gruesa, lo que proporciona una trayectoria de drenaje vertical larga.
2. La permeabilidad horizontal es varias veces superior a la permeabilidad vertical.

El proyecto de un sistema de drenes de arena se sale de la finalidad de este libro. Para un resumen de las teorías sobre drenes de arena puede consultarse Richart (1959). Existen muchos problemas prácticos implicados en el empleo de los drenes verticales de arena y que el proyectista debe considerar. Moran, Proctor, Mueser y Rutledge (1958) han discutido estos problemas, describiendo los sistemas actualmente existentes y estudiando numerosas instalaciones en obras.

Como se ilustró en el ejemplo 25.8, el drenaje puede producir un aumento de los esfuerzos efectivos en el terreno, comprimiendo el suelo. Frecuentemente se utiliza tal drenaje junto con la precarga para mejorar el terreno en un lugar dado.

El drenaje puede constituir un método muy útil y económico para mejorar el terreno; sin embargo el ingeniero debe estudiar la situación en cada caso, considerando factores como: a) la probable eficacia del drenaje; b) la cantidad de agua que debe extraerse; c) el tiempo necesario para el drenaje, y d) los posibles daños a las estructuras más próximas.

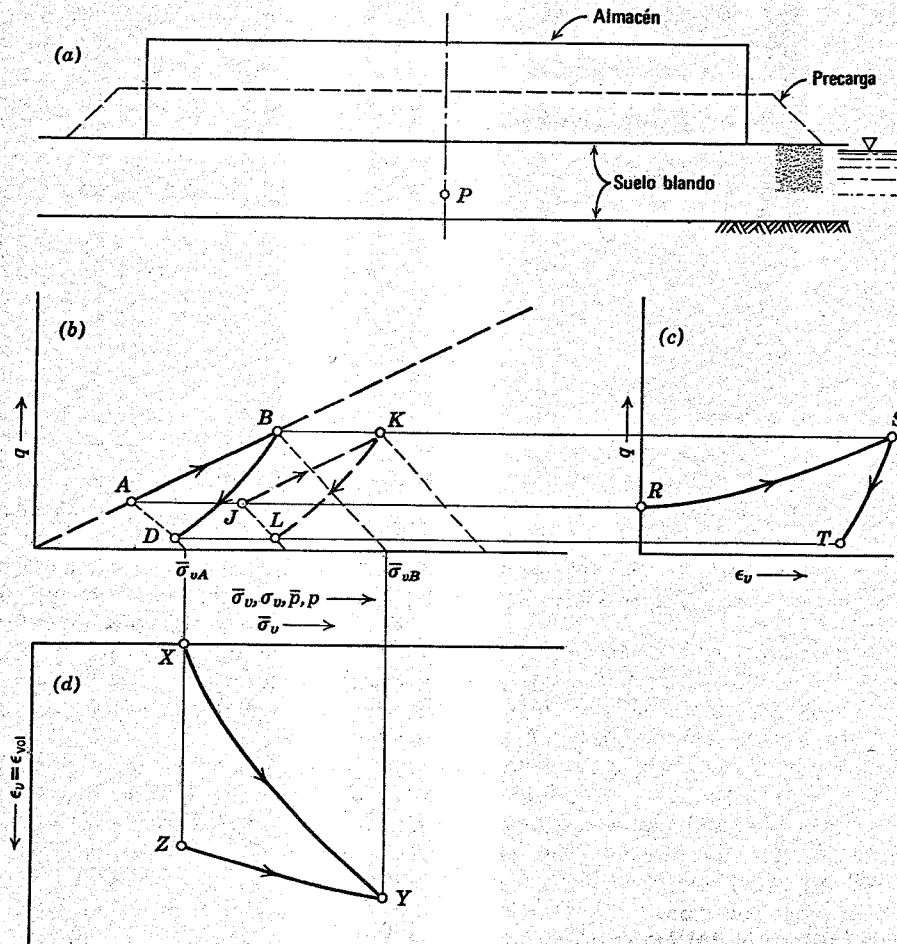


Fig. 34.11. Esfuerzos y deformaciones en un terreno cargado previamente.

34.8 OBSERVACIONES EN OBRA

Incluso aunque se proyecte un sistema de precarga o drenaje por los mejores métodos disponibles, no está asegurado su éxito. Las condiciones reales de obra pueden variar notablemente respecto a las supuestas en el proyecto. El ingeniero frecuentemente puede compensar estas diferencias alterando el proyecto, variando el tiempo necesario, etc., si se mide el comportamiento real del método de mejora del terreno. Para medir este comportamiento conviene instalar en general diversos aparatos en obra. Entre ellos pueden contarse, pozos de observación, piezómetros, indicadores de desplazamientos verticales y horizontales (inclinómetros), etc.

Estos instrumentos deben utilizarse para responder a cuestiones como:

1. ¿Qué variaciones de esfuerzos efectivos se producen por el drenaje con *well-points*? (pozos de observación y piezómetros).
2. ¿Cuánto tiempo debe mantenerse colocada una carga o sobrecarga (piezómetros o indicadores de asentamientos).
3. ¿Con qué rapidez debe colocarse una precarga sobre un terreno blando sin que se produzca una falla? (piezómetros e indicadores de asentamientos y de movimientos horizontales).

Las medidas de obra también permiten al ingeniero calcular la eficacia de un diseño y por tanto mejorar sus proyectos y métodos para obras futuras. Muchos tipos de instrumentos para medidas *in situ* han sido descritos por

Shannon y Col. (1962) y el Bureau of Reclamation (1963).

34.9 RESUMEN DE PUNTOS PRINCIPALES

1. Se suele dar frecuentemente el caso de que la solución más económica para un problema es la *mejora* del terreno.
2. Los métodos más habituales y más generalmente utilizados para la mejora del terreno son la *compactación* y el *drenaje*.
3. El aumento de compacidad puede realizarse bien con el terreno *in situ* o con un suelo colocado artificialmente. Un medio eficaz para aumentar la compacidad del suelo es el empleo de maquinaria de compactación, posiblemente con ayuda de agua. Las vibraciones son particularmente eficaces para compactar suelos sin cohesión.
4. La compactación reordena las partículas de suelo, llevándolas a agrupaciones más cerradas y, en general, aumenta el cociente entre los esfuerzos efectivos horizontal y vertical.
5. La compactación normalmente aumenta la resistencia del terreno y reduce su permeabilidad y compresibilidad.
6. La *precarga*, una especie de compactación estática, precomprime el suelo por efecto de la carga aplicada.
7. El drenaje, por eliminación del agua del suelo y la reducción de presiones intersticiales, suele constituir un método económico para mejorar el suelo y para reducir las cargas que actúan sobre determinadas estructuras de retención.

PARTE VI

Apéndices

- A Símbolos
- B Factores de conversión
- C Referencias

APENDICE A

Símbolos

Símbolo*	Representa	Referencia	Símbolo	Representa	Referencia
A			CASD, $\overline{\text{CASD}}$	Prueba consolidada sin drenaje con consolidación anisótropa	
<i>A</i>	Actividad de una arcilla	Cap. 3	CD	Consolidación con drenaje	Cap. 28
<i>A</i>	Superficie	Fig. 5.16	CASD, $\overline{\text{CASD}}$	Prueba de consolidación sin drenaje y consolidación isotropa	Cap. 28
<i>A</i>	Esfuerzo de atracción entre partículas	Cap. 5	CSD	Consolidación sin drenaje	Cap. 28
<i>A</i>	Parámetro de presión intersticial	Cap. 26	cm	Centímetros	
<i>A'</i>	Fuerza de atracción entre partículas	Cap. 5	<i>C</i>	Compresibilidad	Cap. 26
<i>A</i>	Coefficiente sísmico	Cap. 15	<i>C</i>	Concentración	Fig. 5.13
<i>A_c</i>	Area de contacto	Cap. 6	<i>C</i>	Parámetro de presión intersticial	Ec. 26.1
<i>A_f</i>	Parámetro de presión intersticial <i>A</i> al fallar	Cap. 28	<i>C_D</i>	Velocidad de ondas de dilatación	Ec. 12.9
<i>A_v</i>	Area de los vacíos	Cap. 17			Cap. 30
<i>A₀</i>	Valor del parámetro de presión intersticial <i>A</i> en carga hasta el estado <i>K₀</i>	Ej. 29.2	<i>C_L</i>	Velocidad de ondas longitudinales	Ec. 12.9
Å	Angstrom	Caps. 4, 5	<i>C_S</i>	Velocidad de ondas tangenciales	Ec. 12.9
<i>a</i>	Area	Cap. 19	<i>C_c</i>	Índice de compresión	Caps. 12,25
<i>a_m, a_w, a_a</i>	Relaciones de áreas	Cap. 16			Ec. 12.11
<i>a_v</i>	Coefficiente de compresibilidad	Cap. 12 Ec. 12.10 Tabla 12.2	<i>C_u</i>	Coefficiente de consolidación secundaria	Cap. 27
<i>a_w</i>	Coefficiente en suelos parcialmente saturados	Cap. 28	<i>C_s</i>	Índice de (expansión)	Ec. 22.1
B			<i>c</i>	Cohesión	Fig. 7.7
<i>B</i>	Módulo de deformación volumétrica	Ec. 12.6	\bar{c}	Cohesión en el origen en esfuerzos efectivos	Fig. 7.10
<i>B</i>	Parámetro de presión intersticial	Ec. 26.26	<i>c_e</i>	Cohesión "verdadera", parámetro de Hvorslev	Cap. 21
<i>B</i>	Relación humedad-plasticidad	Fig. 3.4	<i>c_u</i>	Parámetro de resistencia en esfuerzos totales	Cap. 21
<i>B</i>	Ancho de la zapata	Cap. 14	<i>c_v</i>	Coefficiente de consolidación.	Ec. 28.6
C					Ec. 27.3
CASD	Consolidación anisótropa sin drenaje	Cap. 30	D		
			<i>D</i>	Módulo edométrico o de compresión con confinamiento	Cap. 12
			<i>D</i>	Profundidad	Tabl. 12.2
			<i>D</i>	Diámetro	Cap. 23
			<i>D</i>	Parámetro de presión intersticial	Cap. 3
			<i>D</i>		Ec. 263a

La línea sobre un esfuerzo denota esfuerzo real y; sobre una prueba, indica que se midieron las presiones intersticiales durante la misma. La línea sobre *E* y μ , o sea, *E* y μ indica que el módulo y el coeficiente se dan para un esqueleto mineral.

Símbolo	Representa	Referencia	Símbolo	Representa	Referencia
D_r	Compacidad relativa	Cap. 3	f	Coefficiente de fricción	Cap. 6
D_0	Dimensión mínima de la zapata de prueba	Cap. 14	f	Coefficiente de fricción para falla local	Ec. 25.6a
D_{10}	Diámetro para el cual el 10% del suelo es de menor tamaño	Cap. 3	f	Frecuencia	Cap. 15
D_{15}	Diámetro para el cual el 15% del suelo es de menor tamaño	Cap. 19	f_n	Frecuencia natural no amortiguada	Cap. 15. Ec. 15.3
D_{50}	Diámetro para el cual el 50% el suelo es de menor tamaño	Cap. 19			
D_{60}	Diámetro para el cual el 60% del suelo es de menor tamaño	Cap. 3	G		
D_{85}	Diámetro para el cual el 85% del suelo es de menor tamaño	Cap. 19	G	Modulo de deformación tangencial	Cap. 12 Ecs. 12.4, 30.1
d	Profundidad de la base de la zapata bajo la superficie del terreno	Cap. 14	G_m	Peso específico relativo de la masa total	Fig. 3.1
d	Diámetro	Cap. 6	G, G_s	Peso específico relativo de los sólidos	Fig. 3.1
d	Mitad de la distancia entre partículas	Fig. 5.16	G_w	Peso específico relativo del agua	Fig. 3.1
d_{90}, d_{100}	Lectura de extensómetro para el 90% 100% de consolidación	Cap. 27	g	Gramos	Cap. 5
			g	Aceleración de la gravedad	Cap. 12
E			H		
E	Energía en m - kg aplicada por un (martinete) en la hincada de pilotes	Cap. 33	H	Carga de agua	Cap. 18
E	Módulo de Young	Cap. 12	H	Altura	Cap. 13
\bar{E}	Fuerza normal efectiva sobre una dovola	Cap. 24	H	Espesor de la masa de suelo por superficie drenante	Ec. 21
\bar{E}	Módulo de Young del esqueleto mineral	Cap. 27, 28	HP	Potencia en caballos de vapor	Cap. 33
E_f	Módulo secante al fallar	Cap. 30	H_c	Profundidad en vertical hasta el plano de falla	Ec. 24.2
E_i	Módulo tangente inicial	Cap. 30	h, h_t	Carga total	Cap. 17.18
TEE	Trayectoria de esfuerzos efectivos	Cap. 20	h_c	Carga capilar	Cap. 16
e	Excentricidad	Cap. 14	h_{cn}	Carga capilar mínima	Cap. 16
e	Relación de vacíos	Fig. 3.1	h_{cr}	Ascenso capilar	Cap. 16
e_{cv}	Relación de vacíos a volumen constante	Cap. 11	h_{cs}	Carga capilar saturada	Cap. 16
e_f	Relación de vacíos al fallar	Cap. 21	h_{cox}	Carga capilar máxima	Cap. 16
$e_{máx}$	Relación de vacíos del suelo para la compacidad mínima	Cap. 3, pág. 29	h_e	Carga de altura	Cap. 17
$e_{mín}$	Relación de vacíos del suelo para la compacidad máxima	Cap. 3, pág. 29	h_p	Carga de presión	Cap. 17
e_0, e_i	Relación de vacíos iniciales	Cap. 11			
F			I		
F	Fuerza	Cap. 13	I_f	Indice de fluidez	Fig. 3.4
F	Fuerza de fricción	Fig. 5.16	I_l	Indice de liquidez	Fig. 3.4
F, FS	Factor de seguridad	Cap. 13, 24 y 31	I_p	Indice de plasticidad	Fig. 3.4
F_a	Fuerza de contacto aire-mineral o aire-aire	Cap. 5	I_t	Indice de tenacidad	Fig. 3.4
F_m	Fuerza de contacto mineral-mineral	Cap. 5	I_g	Coefficiente de influencia	Ec. 14.14
F_w	Fuerza de contacto agua-mineral o agua-agua	Cap. 5	I_0	Momento de inercia de la masa	Ec. 15.6b
			i	Angulo de inclinación respecto de la horizontal	Cap. 11,13
			i	Gradiente	Cap. 17
			i_c	Gradiente crítico	Ec. 17.5
			J		
			J	Fuerza de filtración	Cap. 17
			j	Fuerza de filtración por unidad de volumen	Cap. 17
			K		
			K	Permeabilidad absoluta	Ec. 19.6

Símbolo	Representa	Referencia	Símbolo	Representa	Referencia
K	Coefficiente de presión lateral	Cap. 8 Ec. 16.6	O		
K_a	Coefficiente de presión activa	Cap. 13	SC	Sobreconsolidado	Cap. 21
K_f -Línea	Línea que relaciona \bar{p}_f con q_f	Fig. 9.8; Cap. 11	RSC	Razón de sobreconsolidación	Cap. 21
K_p	Coefficiente de presión pasiva	Cap. 13	O_P	Polo	Cap. 8
K_0	Coefficiente de esfuerzo lateral en deformación unidimensional	Cap. 8. Ec. 8.12 Ec. 10.1			
K_0 -Línea	Línea que relaciona \bar{P} con q para un suelo sometido a deformación unidimensional	Fig. 20.7			
kg	Kilogramos	Cap. 8	P		
k	Permeabilidad	Ec. 2.1, Cap. 17	IP	Índice de plasticidad	Fig. 3.4
k	Constante de muelle o resorte	Cap. 15	P	Fuerza	Cap. 13
k_e	Permeabilidad efectiva	Cap. 18	P_a	Fuerza activa, empuje	Caps. 13,31
			P_p	Fuerza pasiva, empuje	Caps. 13,31
			P	Presión	Figs. 7.7 y 7.10
			p	$\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}, \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2}$	Cap. 8
			\bar{p}	$\frac{\bar{\sigma}_2 + \bar{\sigma}_3}{2}, \frac{\bar{\sigma}_v + \bar{\sigma}_h}{2}$	Cap. 21
			p_f	p al fallar	Cap. 21
			\bar{p}_f	\bar{p} al fallar	Cap. 21
			P_i, P_0	Valor inicial de p	Cap. 21
			\bar{P}_i, \bar{P}_0	Valor inicial de \bar{p}	Cap. 21
			\bar{P}_m	Valor máximo de \bar{p}	Cap. 28
L			Q		
IL	Índice de liquidez	Fig. 3.4	Q	Sobrecarga lineal	Cap. 13
L	Longitud	Cap. 5.17	Q	Fuerza dinámica periódica	Ec. 15.1
l	Longitud	Cap. 18	Q	Capacidad de carga de un pilote	Cap. 33
			Q	Prueba rápida, es decir, sin drenaje	Cap. 28
			Q	Gasto	Cap. 17
			Q_p	Resistencia de un pilote por la punta	Cap. 33
			Q_s	Resistencia de un pilote por el fuste	Cap. 33
			Q_{fin}	Carga final	Cap. 14
			q	Gasto por unidad de superficie	Cap. 18
			q	$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}, \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2}$	Cap. 8
			q_f	q al fallar	Cap. 21
			q_s	Esfuerzo superficial	Cap. 8
			q_0, q_i	q inicial	Cap. 21
			R		
			R	Número de Reynolds	Cap. 17
			R	Carga admisible de un pilote	Cap. 33
			R	Radio	Cap. 8
			R	Esfuerzo de repulsión entre partículas	Cap. 16
			R	Fuerza resultante	Cap. 24
			R'	Fuerza de repulsión entre partículas	Cap. 5
			r	Radio	Cap. 24
			r_e	Radio de separación entre drenes	Cap. 27
			r_w	Radio del dren	Cap. 27
			S		
			S	Grado de saturación	Fig. 3.1
M					
M	Masa	Ec. 15.6a			
M	Momento	Cap. 24			
m	Compresibilidad del esqueleto mineral	Ec. 2.1			
m_v	Coefficiente de deformación volumétrica	Ec. 12.12 Tabla 12.2			
m	Metros	Cap. 5			
me	Miliequivalentes	Cap. 5			
mm	Milímetros				
$m\mu$	Milimicras	Fig. 4.1			
N					
NC	Normalmente consolidado	Cap. 21			
N	Fuerza normal	Cap. 2			
N	Resistencia a la penetración estándar	Cap. 7			
\bar{N}	Fuerza normal efectiva	Cap. 24			
N_c	Coefficiente de capacidad de carga	Caps. 22.32			
N_ϕ	Factor de fluencia = $\frac{1 + \text{sen } \bar{\phi}}{1 - \text{sen } \bar{\phi}}$	Cap. 14, Ec. 11.4			
N_ϕ, N_γ, N_q	Coefficientes de capacidad de carga	Cap. 14			
n	Porosidad	Fig. 3.1			
n_a	Número de escalones de pérdida de carga hidráulica	Cap. 18			
n_f	Número de canales de flujo	Cap. 18			
$n_{m\acute{a}x}$	Porosidad del suelo en el estado más suelto	Cap. 3			
$n_{m\acute{i}n}$	Porosidad del suelo en el estado más compacto	Cap. 3			

<i>Símbolo</i>	<i>Representa</i>	<i>Referencia</i>	<i>Símbolo</i>	<i>Representa</i>	<i>Referencia</i>
LS	Límite de retracción o contracción	Fig. 7.15	W	Peso total	Fig. 3.1
S_T	Sensibilidad	Fig. 7.7	W	Peso del gas	Fig. 3.1
s	Penetración media del pilote por golpe en los últimos 15 cm de hinca	Cap. 33	W_g	Peso de los sólidos	Fig. 3.1
s	Resistencia al corte de enlaces por adherencia	Ec. 6.2	W_s	Peso del agua	Fig. 3.1
s_m	Resistencia al corte del material que compone las partículas	Cap. 6	W_w	Contenido de humedad	Fig. 3.1
s_s	Resistencia unitaria por el fuste del pilote	Cap. 33	w	Humedad final	Cap. 21
s_u	Resistencia al corte sin drenaje	Cap. 29	w_f	Límite líquido	Fig. 3.4
T	Trayectoria de esfuerzos totales	Cap. 20	w_i	Humedad natural	Fig. 3.4
TET	Fuerza de corte	Caps. 6.13	w_n	Límite plástico	Fig. 3.4
T	Fuerza tangencial	Cap. 2	w_p	Peso del pilote	Cap. 33
T	Factor de tiempo	Cap. 27	w_p	Peso de las partes del martinete que golpean en la hinca de pilotes	Cap. 33
T_s	Tensión superficial	Cap. 16	w_r	Límite de retracción o contracción	Fig. 3.4
$(T - u_s)ET$	Trayectoria de esfuerzos totales reducidos en la presión intersticial estática	Ec. 2.1	w_0, w_i	Humedad inicial	Cap. 21
t	tiempo	Ec. 2.1	X	Coordenada	Cap. 27
ton/m ²	Toneladas por metro cuadrado		X	Fuerza tangencial sobre la dovela	Cap. 24
U	Grado de consolidación medio	Cap. 27	X	Distancia a lo largo del eje X	Fig. 5.13, Cap. 8
U	Fuerza debida al agua	Cap. 24	\bar{x}	Distancia centroidal	Cap. 13
U	Compresión simple	Cap. 28	Y	Coordenada	Cap. 27
UU, SCSD	Prueba sin consolidación ni drenaje	Caps. 28,29	Y	Distancia a lo largo del eje Y	Cap. 8
U_z	Grado de consolidación	Cap. 27	Y	Coordenada	Cap. 27
u_a	Presión del aire intersticial	Cap. 16	y	Distancia a lo largo del eje Y	Cap. 8
u_e	Sobrepresión intersticial	Cap. 27	Z	Coordenada	Cap. 27
u_s	Presión intersticial estática	Cap. 17	Z	Profundidad	Cap. 27
u_f	Presión intersticial al fallar	Cap. 28	z	Distancia a lo largo del eje Z	Cap. 8
u_{ss}	Presión intersticial en régimen de flujo establecido	Caps. 26,27	z	Valencia	Fig. 5.13
u, u_w	Presión intersticial	Cap. 16	z_c	Profundidad de la grieta de tensión	Cap. 23
u^*	Presión intersticial equivalente	Cap. 16	z_w	Profundidad hasta el nivel freático	
V	Volumen total	Fig. 3.1	SIMBOLOS GRIEGOS		
V_g	Volumen de gas	Fig. 3.1	A α alpha	ángulo de inclinación de la fuerza	Cap. 24
V_s	Volumen de sólidos	Fig. 3.1	α	pendiente de la curva $q_f - p_f$	Cap. 11, Fig. 9.8
V_v	Volumen de vacíos	Fig. 3.1	$\bar{\alpha}$	pendiente de la curva $q_f - \bar{p}_f$	Cap. 21
V_w	Volumen de agua	Fig. 3.1	B β beta		
V_0	Volumen inicial	Cap. 17,	β	pendiente de la línea K_o para un suelo NC	Caps. 8 y 10
v	Velocidad	Ec. 17.2	$\bar{\beta}$	pendiente de la línea K_o para un suelo NC	Fig. 20.7
v_c	Velocidad crítica	Cap. 17			
v_s	Velocidad de filtración	Cap. 17,			
		Ec. 17.3			

Símbolo	Representa	Referencia	Símbolo	Representa	Referencia
Γ γ <i>gamma</i>			I ι <i>iota</i>		
γ	Deformación tangencial unitaria	Caps. 10,12 Ec. 12.3	K κ <i>kappa</i>		
γ, γ_t	peso específico total	Fig. 3.1	Λ λ <i>lambda</i>		
γ_b	peso específico sumergido	Fig. 3.1	M μ <i>mu</i>		
γ_a	peso específico seco	Fig. 3.1	μ	ángulo de fricción	Fig. 6.2
γ_d máx	peso específico seco del suelo en su estado más compacto	Cap. 3	μ	micras	Cap. 3
γ_d mín	peso específico del suelo en su estado más suelto	Cap. 3	μ	coeficiente de Poisson	Caps. 8, 12, 14
γ_s	peso específico de las partículas de suelo	Fig. 3.1	μ	viscosidad	Cap. 17
γ_w	peso específico del agua	Fig. 3.1	$\bar{\mu}$	coeficiente de Poisson del esqueleto mineral	Caps. 27, 28
γ_0	peso específico del agua a 4°C	Fig. 3.1	N ν <i>nu</i>		
Δ δ <i>delta</i>			ν	Relación entre las deformaciones horizontal y vertical después de fallar en una prueba triaxial con deformación plana	Cap. 14
Δ	variación, por ejemplo, $\Delta\sigma$	Ec. 2.1	Ξ ξ <i>xi</i>		
Δq_s	incremento del esfuerzo superficial	Cap. 14	O o <i>omicron</i>		
$(\Delta q_s)_a$	presión de cimentación admisible	Cap. 14	II π <i>pi</i>		
$(\Delta q_s)_f$	capacidad de carga	Cap. 14	P ρ <i>rho</i>		
$(\Delta q_s)_l$	Capacidad de carga final para falla local	Cap. 14	ρ	densidad másica	Cap. 12
$(\Delta q_s)_u$	capacidad de carga final	Cap. 14	ρ	movimiento vertical	Cap. 14
δ	diferencia de orientación entre los planos de falla observado y teórico		ρ_c	asentamiento de consolidación	Cap. 14
$\delta = \Delta\rho$	asentamiento diferencial	Cap. 14	ρ_d	movimiento dinámico	Cap. 15
$\frac{\delta}{l}$	distorsión angular	Cap. 14	ρ_i	asentamiento inicial	Cap. 14
\bar{l}			$\rho_{máx}$	asentamiento máximo	
E ϵ <i>epsilon</i>			$\rho_{mín}$	asentamiento mínimo	
ϵ	constante dieléctrica	Fig. 5.13	ρ_t	asentamiento total	Cap. 14
ϵ	deformación	Caps. 10,12	ρ_0	asentamiento de una zapata de prueba	
ϵ_{vol}	deformación volumétrica	Cap. 10	Σ σ <i>sigma</i>		
ϵ_h, ϵ_v	deformación horizontal, vertical	Cap. 10	Σ	suma	Fig. 5.14
$\epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_z$	deformaciones en las direcciones x, y, z	Cap. 12	σ	esfuerzo normal	Ec. 8.1
$\epsilon_1, \epsilon_2, \epsilon_3$	deformaciones principales	Cap. 12	$\bar{\sigma}$	esfuerzo normal efectivo	Cap. 16
Z ζ <i>zeta</i>			$\bar{\bar{\sigma}}$	esfuerzo de contacto mineral-mineral	Cap. 16
H η <i>eta</i>			$\bar{\sigma}_c$	presión de consolidación en un sistema isotropo	Cap. 20
Θ θ <i>theta</i>			$\bar{\sigma}_{cm}$	presión de consolidación isotropa	Cap. 20
θ	ángulo entre la superficie de falla y la horizontal	Cap. 24			
θ	ángulo entre el esfuerzo normal y el esfuerzo principal máximo	Cap. 8			
θ	pendiente media de las asperezas	Cap. 6			
θ_{cr}	ángulo de inclinación del plano de deslizamiento	Cap. 11			

Símbolo	Representa	Referencia	Símbolo	Representa	Referencia
$\sigma_{ff}, \bar{\sigma}_{ff}$	esfuerzo normal sobre el plano de falla al fallar	Cap. 11	Ψ ψ psi		
$\sigma_h, \bar{\sigma}_h$	esfuerzo normal horizontal	Caps. 8,16	ψ	potencial eléctrico	Cap. 5
σ_{h0}	esfuerzo horizontal total inicial				
$\bar{\sigma}_{h0}$	esfuerzo horizontal efectivo inicial		Ω ω $omega$		
$\bar{\sigma}_{ps}$	esfuerzo efectivo isótropo en una toma de muestras correcta	Cap. 26			
$\sigma_v, \bar{\sigma}_v$	esfuerzo normal vertical	Caps. 8,16			
$\bar{\sigma}_{vm}$	presión de preconsolidación	Cap. 20 Fig. 7.9			
σ_{v0}	esfuerzo vertical total inicial				
$\bar{\sigma}_{v0}$	esfuerzo vertical efectivo inicial				
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3,$ $\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2, \bar{\sigma}_3$	esfuerzos principales	Caps. 8,16			
SUBINDICES					
Γ τ tau			a	axial, axil admisible aire activo	
τ	esfuerzos tangenciales	Cap. 8	b	capacidad de carga sumergido	
τ_{ff}	esfuerzo tangencial sobre la superficie de falla al fallar	Ecs. 11.2 y 11.3	c	capilar cámara o célula consolidación contacto crítico	
τ_h	esfuerzo tangencial horizontal	Ec. 8.1	cm	máximo isótropo	
τ_m	esfuerzo tangencial movilizado	Ec. 24.6	cr	crítico	
$\tau_{máx}$	esfuerzo tangencial máximo	Cap. 8	cv	a volumen constante	
τ_v	esfuerzo tangencial vertical	Ec. 8.1	cn	capilaridad mínima	} asociados con las cargas capilares, Cap. 16
τ_θ	esfuerzo tangencial sobre un plano orientado un ángulo θ respecto al plano principal máximo	Cap. 8	cr	ascenso capilar	
			cs	saturación capilar	
			cx	capilaridad máxima	
			D	hinca, dilatación	
			d	con drenaje seco	
			e	efectivo	
				altura, cota exceso, sobrepresión	
Υ v $ippsilon$			f	falla	
Φ ϕ phi			ff	superficie de falla en el momento de producirse ésta	
ϕ	ángulo de fricción	Cap. 11	g	gas	
$\bar{\phi}$	ángulo de fricción en esfuerzos efectivos	Cps. 20,21	h	horizontal	
$\phi_{cv}, \bar{\phi}_{cv}$	θ a volumen constante	Cap. 11	i	inicial	
ϕ_θ	parámetro de fricción verdadera, según Hvorslev	Cap. 21	l	falla local	
ϕ_u	parámetro de resistencia en esfuerzos totales	Ec. 28.6	m	masa máxima en el pasado mineral movilizado	
$\phi_{fin} \phi_{fin}$	θ para la resistencia residual o final	Cap. 21	máx	máxima	
ϕ_w	ángulo de fricción entre el muro de retención y el suelo	Cap. 13	mín	mínima	
$\phi_w, \bar{\phi}_w$	ángulo de fricción entre el muro y el suelo	Cap. 23	N, n	natural	
ϕ_μ	ángulo de fricción entre partículas	Cap. 6			
X x ji					
z	coeficiente en un suelo parcialmente saturado	Cap. 21			

<i>Símbolo</i>	<i>Representa</i>	<i>Referencia</i>	<i>Símbolo</i>	<i>Representa</i>	<i>Referencia</i>
<i>p</i>	pasiva, presión		<i>x, y</i>	direcciones	
<i>p</i>	presión intersticial o de poro		<i>z</i>	dirección vertical	
<i>R</i>	resistente		0	inicial	
<i>s</i>	corte, superficie, sólido, estático			sin deformación lateral	
<i>sk</i>	esqueleto			valor deducido de un modelo	
<i>T</i>	temperatura transformado		1, 2, 3	esfuerzos principales	
<i>t</i>	tiempo total		I, II, III	secuencia de pruebas	
<i>u</i>	final, última, residual sin drenaje		θ	dirección angular	
<i>v</i>	vertical, vacío, hueco		μ	igual que en ϕ_u	
<i>vm</i>	vertical máxima		Φ	eje	
<i>v0</i>	vertical inicial				
<i>vol</i>	volumétrica				
<i>w</i>	agua, muro, pozo				

SIMBOLOS ESPECIALES		
ξ	factor de forma	Ec. 18.1
\circ	grados	Cap. 6
\int	integral	Cap. 8
/	por	Cap. 5
Φ	eje	Cap. 14
∇	nivel freático	Fig. 1.8

APENDICE B

Factores de conversión

LONGITUD

Para Convertir	A	Multiplicar Por
1. Pulgadas	pies	0.083333
	angstroms	2.54×10^8
	micras	25400
	milímetros	25.4
	centímetros	2.54
	metros	0.0254
2. Pies	pulgadas	12.0
	angstroms	3.048×10^9
	micras	304800
	milímetros	304.80
	centímetros	30.48
	metros	0.3048
3. Angstroms	pulgadas	3.9370079×10^{-9}
	pies	3.28084×10^{-10}
	micras	0.0001
	milímetros	1×10^{-7}
	centímetros	1×10^{-8}
	metros	1×10^{-10}
4. Micras	pulgadas	3.9370079×10^{-5}
	pies	3.2808399×10^{-6}
	angstroms	1×10^{-4}
	milímetros	1×10^{-3}
	centímetros	1×10^{-4}
	metros	1×10^{-6}
5. Milímetros	pulgadas	3.9370079×10^{-2}
	pies	3.2808399×10^{-3}
	angstroms	1×10^7
	micras	1×10^3
	centímetros	1×10^{-1}
	metros	1×10^{-3}
6. Centímetros	pulgadas	0.39370079
	pies	0.032808399
	angstroms	1×10^8
	micras	1×10^4
	milímetros	10
	metros	1×10^{-2}
7. Metros	pulgadas	39.370079
	pies	3.2808399
	angstroms	1×10^{10}
	micras	1×10^6
	milímetros	1×10^3
	centímetros	1×10^2

Para Convertir A Multiplicar Por

SUPERFICIE

1. Metros cuadrados	pies cuadrados	10.76387
	centímetros cuadrados	1×10^4
	pulgadas cuadradas	1550.0031
2. Pies cuadrados	metros cuadrados	9.290304×10^{-2}
	centímetros cuadrados	929.0304
	pulgadas cuadradas	144
3. Centímetros cuadrados	metros cuadrados	1×10^{-4}
	pies cuadrados	1.076387×10^{-3}
	pulgadas cuadradas	0.1550031
4. Pulgadas cuadradas	metros cuadrados	6.4516×10^{-4}
	pies cuadrados	6.9444×10^{-3}
	centímetros cuadrados	6.4516

VOLUMEN

1. Centímetros cúbicos	metros cúbicos	1×10^{-6}
	pies cúbicos	3.5314667×10^{-5}
	pulgadas cúbicas	0.061023744
2. Metros cúbicos	pies cúbicos	35.314667
	centímetros cúbicos	1×10^6
	pulgadas cúbicas	61023.74
3. Pulgadas cúbicas	metros cúbicos	1.6387064×10^{-5}
	pies cúbicos	5.7870370×10^{-4}
	centímetros cúbicos	16.387064
4. Pies cúbicos	metros cúbicos	0.028316847
	centímetros cúbicos	28316.847
	pulgadas cúbicas	1728

FUERZA

1. Libras (peso)	dinas	4.44822×10^5
	gramos	453.59243
	kilogramos	0.45359243
	toneladas (inglesas)	4.464286×10^{-4}
	toneladas (americanas)	5×10^{-4}
	kilolibras	1×10^{-3}
	toneladas (métricas)	4.5359243×10^{-4}

Para Convertir	A	Multiplicar Por	Para Convertir	A	Multiplicar Por.
2. Kilolibras	libras toneladas (americanas) kilogramos toneladas (métricas)	1000 0.500 453.59243 0.45359243		toneladas (métricas) /metro cuadrado	4.88244
3. Toneladas (americanas)	kilogramos libras kilolibras toneladas (métricas)	907.18474 2000 2 0.907185	6. Kilogramos/centímetro cuadrado	libras/pulgada cuadrada libras/pie cuadrado pies de agua (a 4°C) kilolibras/pie cuadrado toneladas/metro cuadrado atmósferas	14.223 2048.1614 32.8093 2.0481614 10 0.96784
4. Kilogramos	dinas gramos libras toneladas (inglesas) toneladas (americanas) kilolibras toneladas (métricas)	980665 1000 2.2046223 9.8420653×10^{-4} 11.023113×10^{-4} 2.2046223×10^{-3} 0.001	7. Toneladas (métricas) /metro cuadrado	kilogramos/centímetro cuadrado libras/pie cuadrado kilolibras/pie cuadrado toneladas (americanas) /pie cuadrado	0.10 204.81614 0.20481614 0.102408
5. Toneladas (métricas)	gramos kilogramos libras kilolibras toneladas (americanas)	1×10^6 1000 2204.6223 2.2046223 1.1023112	8. Atmósferas	bares centímetros de mercurio a 0°C milímetros de mercurio a 0°C pies de agua a 4°C kilogramos/centímetro cuadrado gramos/centímetro cuadrado kilogramos/metro cuadrado toneladas (métricas) /metro cuadrado libras/pie cuadrado libras/pulgada cuadrada toneladas (americanas) pie cuadrado	1.0133 76 766 33.899 1.03323 1033.23 10332.3 10.3323 2116.22 14.696 1.0581
ESFUERZOS					
1. Libras/pie cuadrado	libras/pulgada cuadrada pies de agua kilolibras/pie cuadrado kilogramos/centímetro cuadrado toneladas/metro cuadrado atmósferas	0.0069445 0.016018 1×10^{-3} 0.000488243 0.004882 4.72541×10^{-4}			
2. Libras/pulgada cuadrada	libra/pie cuadrado pies de agua kilolibras/pie cuadrado kilogramos/centímetro cuadrado toneladas/metro cuadrado atmósferas	144 2.3066 0.144 0.070307 0.70307 0.068046			
3. Toneladas (inglesas) /pie cuadrado	atmósferas kilogramos/metro cuadrado toneladas (métricas) /metro cuadrado libras/pulgada cuadrada libras/pie cuadrado kilolibras/pie cuadrado	0.945082 9764.86 9.764.87 13.8888 2000 2.0			
4. Pies de agua (a 4°C)	libras/pulgada cuadrada libras/pie cuadrado kilogramos/centímetro cuadrado toneladas/metro cuadrado atmósferas pulgadas de mercurio	0.43352 62.427 0.0304791 0.304791 0.029499 0.88265			
5. Kilolibras/pie cuadrado	libras/pulgada cuadrada libras/pie cuadrado toneladas (americanas) pie cuadrado kilogramos/centímetro cuadrado	6.94495 1000 0.5000 0.488244			
PESOS ESPECIFICOS					
1. Gramos/centímetro cúbico	toneladas (métricas) /metro cúbico kilogramos/metro cúbico libras/pulgada cúbica libras/pie cúbico	1.00 1000.00 0.036127292 62.427961			
2. Toneladas (métricas) /metro cúbico	gramos/centímetro cúbico kilogramos/metro cúbico libras/pulgada cúbica libras/pie cúbico	1.00 1000.00 0.036127292 62.427961			
3. Kilogramos/metro cúbico	gramos/centímetro cúbico toneladas (métricas) /centímetro cúbico libras/pulgada cúbica libras/pie cúbico	0.001 0.001 3.6127292×10^{-5} 0.062427961			
4. Libras/pulgada cúbica	gramos/centímetro cúbico toneladas (métricas) /metro cúbico kilogramos/metro cúbico libras/pie cúbico	27.679905 27.679905 27679.905 1728			

Para Convertir	A	Multiplicar Por
5. Libras/pie cúbico	gramos/centímetro cúbico	0.016018463
	toneladas (métricas) /metro cúbico	0.016018463
	kilogramos/metro cúbico	16.018463
	libras/pulgada cúbica	$5.78703704 \times 10^{-4}$

TIEMPO

1. Milisegundos	segundos	10 ⁻³
	minutos	1.6666×10^{-5}
	horas	2.77777×10^{-7}
	días	1.1574074×10^{-8}
	meses	3.8057×10^{-10}
2. Segundos	años	3.171416×10^{-11}
	milisegundos	1000
	minutos	1.66666×10^{-2}
	horas	2.777777×10^{-4}
	días	1.1574074×10^{-5}
3. Minutos	meses	3.8057×10^{-7}
	años	3.171416×10^{-8}
	milisegundos	60000
	segundos	60
	horas	0.01666666
4. Horas	días	6.9444444×10^{-4}
	meses	2.283104×10^{-5}
	años	1.902586×10^{-6}
	milisegundos	3600000
	segundos	3600
5. Días	minutos	60
	horas	0.0416666
	meses	1.369860×10^{-3}
	años	1.14155×10^{-4}
	milisegundos	86400000
6. Meses	segundos	86400
	minutos	1440
	horas	24
	días	3.28767×10^{-2}
	años	0.0027397260
7. Años	milisegundos	2.6283×10^9
	segundos	2.6283×10^6
	minutos	43800
	horas	730
	días	30.416666
	meses	0.08333333
	milisegundos	3.1536×10^{10}
	segundos	3.1536×10^7
	minutos	525600
	horas (solar medio)	8760
	días (solar medio)	365
	meses	12

VELOCIDAD

Para Convertir	A	Multiplicar Por
1. Centímetros/segundo	micras/segundo	10000
	metros/minuto	0.600
	pies/minuto	1.9685
	millas/hora	0.022369
	pies/año	1034643.6
2. Micras/segundo	centímetros/segundo	0.0001
	metros/minuto	0.000060
	pies/minuto	0.00019685
	millas/hora	0.0000022369
	pies/año	103.46436
3. Pies/minuto	centímetros/segundo	0.508001
	micras/segundo	5080.01
	metros/minuto	0.3048
	millas/hora	0.01136363
	pies/año	525600
4. Pies/año	micras/segundo	0.009665164
	centímetros/segundo	0.9665164
	metros/minuto	5.79882×10^{-7}
	pies/minuto	1.9025×10^{-6}
	millas/hora	2.16203×10^{-8}

COEFICIENTE DE CONSOLIDACION

1. Centímetros cuadrados/segundo	centímetros cuadrados /mes	2.6280×10^6
	centímetros cuadrados /año	3.1536×10^7
	metros cuadrados/mes	2.6280×10^2
	metros cuadrados/año	3.1536×10^3
	pulgadas cuadradas /segundo	0.155
2. Pulgadas cuadradas/segundo	pulgadas cuadradas /mes	4.1516×10^5
	pulgadas cuadradas /año	4.8881×10^6
	pies cuadrados/mes	2.882998×10^3
	pies cuadrados/año	3.39447×10^4
	centímetros cuadrados /segundo	6.4516
	centímetros cuadrados /mes	1.6955×10^7
	centímetros cuadrados /año	2.0346×10^8
	metros cuadrados/mes	1.6955×10^3
	metros cuadrados/año	2.0346×10^4

APENDICE C

Referencias

PUBLICACIONES IMPORTANTES

Se recogen en esta sección las revistas más importantes publicadas en inglés y las Memorias de Congresos y Conferencias de mayor interés.

Revistas

Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers. 345 E, 47th St, Nueva York. Esta revista es una parte de los *Proceedings* de la ASCE. Hasta 1963 los trabajos más importantes se publicaron en las *Transactions* de la ASCE. Las *Transactions* contienen a partir de 1964 cortos resúmenes de todos los trabajos.

Geotechnique, The Institution of Civil Engineers, Great George Street, Londres. El Volumen 1 apareció en 1948.

Canadian Geotechnical Journal, University of Toronto Press, Toronto. El Volumen 1 apareció en 1963.

Journal of the Boston Society of Civil Engineers, 47 Winter Street, Boston Mass. Los trabajos se han recogido en 3 volúmenes titulados *Contribuciones a la Mecánica de Suelos*:

Volumen 1 1925-1940

Volumen 2 1941-1953

Volumen 3 1954-1962

También han publicado muchos trabajos importantes las sociedades siguientes, aunque han aparecido en boletines especiales o publicaciones en lugar de en revistas periódicas:

American Society for Testing Materials, 1916 Race Street, Philadelphia, Pa.

Highway Research Board 2101 Constitution Avenue, Washington, D. C.

Memorias de Congresos Internacionales

Las memorias de Congresos Internacionales sobre Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones (ICSMFE) son publicadas por el país donde se han celebrado.

- 1er. Congreso, 1936, Cambridge, Mass. 3 volúmenes
- 2o. Congreso, 1948, Rotterdam, 7 volúmenes
- 3er. Congreso, 1953, Zurich, 3 volúmenes
- 4o. Congreso, 1957, Londres, 3 volúmenes
- 5o. Congreso, 1961, París, 3 volúmenes
- 6o. Congreso, 1965, Montreal, 3 volúmenes
- 7o. Congreso, 1969, Ciudad de México, 3 volúmenes

Memorias de Congresos Regionales

En la siguiente lista se incluyen los Congresos celebrados en diversas regiones geográficas por la Sociedad Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. Generalmente las Memorias las publica el país donde se celebran.

Congresos Panamericanos (PACSMFE)

1o., 1959, Ciudad de México, 3 volúmenes (publicados en 1960)

2o., 1963, Brasil, 2 volúmenes

3o., 1967, Caracas, 2 volúmenes

Congresos Europeos (ECSMFE)

Estabilidad de taludes en tierra, 1954. Estocolmo.

Las Memorias se publicaron en los números de Marzo y Junio de *Geotechnique*, Vol. 5, 1955

Empujes de tierras, 1958, Bruselas, 3 volúmenes.

Presión intersticial y succión en suelos, 1960, Londres. El primer volumen fue publicado por Butterworths en 1961.

Problemas de asentamientos y compresibilidad de suelos, 1963, Wiesbaden, 2 volúmenes.

Propiedades de resistencia al corte de los suelos naturales y rocas, 1967, Oslo, 2 volúmenes.

Asiáticos

1o., 1961, Nueva Delhi

2o., 1964, Tokyo

3o., 1967, Haifa, 2 volúmenes

Africanos

1o., 1955, Pretoria

2o., 1959, Lourenco Marques

3o., 1963, Rodesia

4o., 1967, Johannesburgo

Australia - Nueva Zelanda

Se han celebrado 5 Congresos (como el de 1968).

Las Memorias de los primeros 4 Congresos fueron

publicadas por el Instituto de Ingenieros de Sydney, Australia. Las Memorias del 5o., las publicó la Institución Neozelandesa de Ingenieros, Wellington, Nueva Zelanda.

Sudeste Asiático

1o., 1967, Bangkok

Memorias de las Conferencias de la ASCE sobre Mecánica de Suelos

Research Conference on the Shear Strength of Cohesive Soils, Boulder, Colorado, 1960; las Memorias aparecieron en un volumen especial.

Conference on the Design of Foundations to Reduce Settlements, Evanston, Illinois, 1964. Las Comunicaciones aparecieron en un volumen especial y en los *Proceedings* de la ASCE, Vol. 90 No. SM5 y en el volumen 91, No. SM2.

Specialty Conference on The Stability of Slopes and Embankments, Berkeley, Cal., 1966. Las Comunicaciones se han reproducido en los *Proceedings* de la ASCE., Vol. 93 No. SMA, Julio de 1967.

PUBLICACIONES CITADAS EN EL TEXTO

(por orden alfabético según el autor o el organismo).

Aas, G., 1965. "A Study of the Effect of Vane Shape and Rate of Strain on the Measured Values of In-Situ Shear Strength of Clays" *Proc. 6th Inter Conf. Soil Mech. Found. Eng.* (Montreal), p. 141.

Acum, W. E. A., y L. Fox, 1951. "Computation of Load Stresses in a Three-Layer Elastic System," *Geotechnique*, Vol. 2., 293-300.

Ahlin, R. G., y H. J. Ulery, 1962. "Tabulated Values for Determining the Complete Pattern of Stresses, Strains and Deflections Beneath a Uniform Circular Load on a Homogeneous Half Space," *Highway Research Board Bulletin*, No. 342, pp. 1-13.

Aldrich, H. P., 1964. "Precompression for Support of Shallow Foundations," *Proc. ASCE Conf. on Design of Foundations for Control of Settlement* (Evanston, Ill.), p. 471, Junio 1964.

Alpan, I., 1967. "The Empirical Evaluation of the Coefficient K_o and K_{or} ," *Soil and Foundation* (Jap. Soc. Soil Mech. Found. Eng.), Vol. VII, No. 1, p. 31 (Enero).

Archard, J. F., 1957. "Elastic Deformations and the Laws of Friction," *Proc. Royal Soc.*, A243, pp. 190-205.

ASTM Standards, 1967. Bituminous Materials; Soils; Skid Resistance, Part 11, Standard D-2049-64T, pp. 610-618.

Bailey, W. A., 1961. Effects of Salt on the Shear Strength of Boston Blue Clay, S. B. Thesis, Dept. of Civil Engineering, M.I.T., Cambridge, Mass.

Baracos, A., 1957. "The Foundation Failure of the Transcona Grain Elevator," *Engineering J.*, Vol. 40, No. 7 (Julio).

Barkan, D. D., 1962. *Dynamics of Bases and Foundations* (Traducido del ruso por L. Drashevskaya), McGraw Hill, Nueva York.

Begemann, H. K. S., 1953. "Improved Method of Determining Resistance to Adhesion by Sounding Through a Loose Sleeve," *Proc. 3rd Inter. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* (Zurich), Vol. 1, p. 213.

Bishop, A. W., 1954. "The Use of Pore Pressure Coefficient in Practice," *Geotechnique*, Vol. 4, pp. 148-152.

Bishop, A. W., 1955. "The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Earth Slopes," *Geotechnique*, Vol. 5, pp. 7-17.

Bishop, A. W., 1957. "Some Factors Controlling the Pore Pressure Set up During the Construction of Earth Dams," *Proc. 4th Inter. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* (Londres) Vol. 2, pp. 294-300.

Bishop, A. W., 1961. "The Measurement of Pore Pressure in the Triaxial Test," *Pore Pressure and Suction in Soils*, Butterworths, Londres, p. 38.

Bishop, A. W., 1966. "The Strength of Soils as Engineering Materials," Sixth Rankine Lecture, *Geotechnique*, Vol. 16, No. 2, pp. 91-130.

Bishop, A. W., I. Alpan, E. E. Blight, e I. B. Donald, 1960. "Factors Controlling the Strength of Partly Saturated Cohesive Soils," *Proc. ASCE Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils*, Boulder, Col., pp. 503-532.

Bishop, A. W., y 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*, Boulder, Col., pp. 437-501.

Bishop, A. W., y G. E. Blight, 1963. "Some Aspects of Effective Stress in Saturated and Partly Saturated Soils," *Geotechnique*, Vol. 13, pp. 177-197.

Bishop, A. W., y G. Eldin, 1950. "Undrained Triaxial Tests on Saturated Sands and Their Significance in the General Theory of Shear Strength," *Geotechnique*, Vol. 2, p. 13.

Bishop, A. W. y R. E. Gibson, 1963. "The Influence of the Provisions for Boundary Drainage on Strength and Consolidation Characteristics of Soils Measured in the Triaxial Apparatus," *ASTM STP 361* (Laboratory Shear Testing of Soils), pp. 435-451.

Bishop, A. W., y D. J. Henkel, 1962. "The Measurement of Soil Properties" in *The Triaxial Test*, Edward Arnold Ltd., Londres, 2a. edición.

Bishop, A. W., M. F. Kennard, y A. Penman, 1960. "Pore Pressure Observations at Selsset Dam," *Proc. Conf. on Pore Pressure and Suction in Soil*, Londres, Butterworths, pp. 36-47.

Bishop, A. W., y N. Morgenstern, 1960. "Stability Coefficients for Earth Slopes," *Geotechnique*, Vol. 10, pp. 129-150.

Bishop, A. W., D. L. Webb, y P. I. Lewin, 1965. "Undisturbed Samples of London Clay from the Ashford Common Shaft: Strength-Effective Stress Relationships," *Geotechnique*, Vol. 15, pp. 1-31.

Bjerrum, L., 1954a. "Geotechnical Properties of Norwegian Marine Clays," *Geotechnique*, Vol. 4, p. 49.

Bjerrum, L., 1954b. "Theoretical and Experimental Investigations on the Shear Strength of Soils," Norwegian Geotechnical Institute Publication No. 5, Oslo, 113 pp.

Bjerrum, L., 1955. "Stability of Natural Slopes in Quick Clay," *Geotechnique*, Vol. 5, pp. 101-119.

- Bjerrum, L., 1961. "The Effective Shear Strength Parameters of Sensitive Clays," *Proc. 5th Inter. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* (Paris), Vol. 1, pp. 23-28.
- Bjerrum, L., 1963a. Discussion to European Conference on Soil Mech. Found. Eng. (Wiesbaden), Vol. II, p. 135.
- Bjerrum, L., 1963b. "Generelle krav til fundamentering av forskjellige byggverk; tillatte setninger." Den Norske Ingeniørforening. Kurs i fundamentering. Oslo.
- Bjerrum, L., 1964. Conferencias pronunciadas en el M.I.T. sobre Observed Versus Computed Settlements of Structures on Clay and Sand, sin publicar.
- Bjerrum, L., 1967. "Engineering Geology of Normally Consolidated Marine Clays as Related to the Settlement of Buildings," *Geotechnique*, Vol. 18, pp. 83-118.
- Bjerrum, L., 1967: "Progressive Failure in Slopes of Overconsolidate Plastic Clay and Clay Shales," *Proc. ASCE*, Vol. 93, No. SM5 (Parte 1), pp. 1-49.
- Bjerrum, L., y A. Eggestad, 1963. "Interpretation of Loading Test on Sand," *Proc. Eur. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* (Wiesbaden), Vol. 1, p. 199.
- Bjerrum, L., y O. Eide, 1956. "Stability of Struttred Excavations in Clay," *Geotechnique*, Vol. 6, p. 32.
- Bjerrum L., y B. Kjaernsli, 1957. "Analysis of the Stability of Some Norwegian Natural Clay Slopes," *Geotechnique*, Vol. 7, pp. 1-16.
- Bjerrum, L., S. Kringstad, y O. Kummeneje, 1961. "The Shear Strength of Fine Sand," *Proc. 5th Inter. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* Londres, Vol. 1, pp. 29-37.
- Bjerrum, L., y O. Kummeneje, 1961. "Shearing Resistance of Sand Samples with Circular and Rectangular Cross Sections," Norwegian Geotechnical Institute Publication No. 44, Oslo.
- Bjerrum, L., y A. Landva, 1966. "Direct Simple-Shear Tests on a Norwegian Quick Clay," *Geotechnique*, Vol. 16, No. 1, pp. 1-20.
- Bjerrum, L., y K. Y. Lo, 1963. "Effect of Aging on the Shear-Strength Properties of a Normally Consolidated Clay," *Geotechnique*, Vol. 13, No. 2, pp. 147-157.
- Bjerrum, L., y A. Overland, 1957. "Foundation Failure of an Oil Tank in Fredrikstad, Norway," *Proc. 4th Inter. Conf. Soil Mech. Found. Eng.*, Vol. 1, pp. 285-290.
- Bjerrum, L., N. Simons, e I. Torblaa, 1958. "The Effect of Time on the Shear Strength of a Soft Marine Clay," *Proc. Brussels Conference on Earth Pressure Problems*, Vol. 1, pp. 148-158.
- Blight, G. E., 1965. "A Study of Effective Stresses for Volume Change," *Moisture Equilibria and Moisture Changes in Soils Beneath Covered Areas*, Butterworths, Australia.
- Bolt, G. H., 1956. "Physico-Chemical Analysis of the Compressibility of Pure Clays," *Geotechnique*, Vol. 6, p. 86.
- Borowicka, H., 1936. "Influence of Rigidity of a Circular Foundation Slab on the Distribution of Pressures over the Contact Surface," *Proc. Ist Inter. Conf. Soil Mech.* (Cambridge), Vol. 2, pp. 144-149.
- Borowicka, H., 1938. "The Distribution of Pressure under a Uniformly Loaded Elastic Strip Resting on Elastic-Isotropic Ground," *2nd Cong. Int. Assoc. Bridge and Struct. Eng.* (Berlin), Final Report.
- Boston, 1964. "Building Code of the City of Boston."
- Boussinesq, J., 1885. *Application des Potentials a L'Etude de L'Equilibre et du Mouvement des Solides Elastiques*, Gauthier-Villars, Paris.
- Bowden, F. P., y D. Tabor, 1950. *The Friction and Lubrication of Solids*, Part 1, Oxford University Press, Londres.
- Bowden, F. P., y D. Tabor, 1964. *The Friction and Lubrication of Solids*, Part II, Oxford University Press, Londres.
- Brace, W. F., 1963. "Behavior of Quartz During Indentation," *Journal of Geology*, Vol. 71, No. 5, pp. 581-595.
- Brace, W. F., 1966. "Elasticity and Rigidity of Rock" in *Encyclopedia of Earth Sciences*, R. Fairbridge (ed.), Reinholt.
- Brink, A. B. A., y B. A. Kantey, 1961. "Collapsible Grain Structure in Residual Granite Soils in Southern Africa," *Proc. Inter. Soc. Soil Mech. Found. Eng.* (Paris), Vol. 1, p. 611.
- Bromwell, L. G., 1966. The Friction of Quartz in High Vacuum. Sc. D. Thesis, M.I.T., Cambridge, Mass.
- Bromwell, L. G., y T. Lambe, 1968. "A Comparison of Laboratory and Field Values of c_v for Boston Blue Clay," Comunicación presentada al 47th Annual Meeting of Highway Research Board.
- Brooker, Elmer W., y H. O. Ireland, 1965. "Earth Pressures at Rest Related to Stress History," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 11, No. 1 (Feb.).
- Brown, J. D., y W. G. Paterson, 1964. "Failure of an Oil Storage Tank Founded on a Sensitive Marine Clay," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 1, p. 205.
- Buisman, A. S. K., 1936. "Results of Long Duration Settlement Tests," *Proc. Ist Inter. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* (Cambridge), Vol. 1, pp. 103-105.
- Bureau of Reclamation, 1963. *Earth Manual*, U. S. Government Printing Office, Washington D. C.
- Burmister, D. M., 1956. "Stress and Displacement Characteristics of a Two-Layer Rigid Base Soil System: Influence Diagrams and Practical Applications," *Proc. Highway Research Board*, Vol. 35, pp. 773-814.
- Caquot, A., y J. Kérisel, 1949. *Traité de Mécanique des Sols*, Gauthier-Villars, Paris.
- Carson, A. B., 1965. *Foundation Construction*, McGraw-Hill, Nueva York.
- Casagrande, A., 1932. "The Structure of Clay and Its Importance in Foundation Engineering," *Contributions to Soil Mechanics*, BSCE, 1925-1940, pp. 72-112 (publicado en *J. BSCE*, Abril 1932).
- Casagrande, A., 1936. "The Determination of the Preconsolidation Load and Its Practical Significance," *Proc. Ist Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* (Cambridge, Mass.), p. 60.
- Casagrande, A., 1948. "Classification and Identification of Soils," *Trans. ASCE*, Vol. 113, p. 901.
- Casagrande, A., 1965. "Role of the 'Calculated Risk' in Earthwork and Foundation Engineering," *Proc. ASCE*, Vol. 91, No. SM4, pp. 1-40.
- Casagrande, A., 1937. "Seepage Through Dams," *Contributions to Soil Mechanics*, BSCE, 1925-1940 (publica-

- do primeramente en *J. New England Water Works Assoc.*, Junio. 1937).
- Casagrande, A., y S. G. Albert, 1930. "Research on the Shearing Resistance of Soils," Informe del Massachusetts Institute of Technology.
- Casagrande, A., y R. E. Fadum, 1944. "Application of Soil Mechanics in Designing Building Foundations," *Trans. ASCE*, Vol. 109, p. 383.
- Casagrande, A., y P. J. Rivard, 1959. "Strength of Highly Plastic Clays," Norwegian Geotechnical Institute Pub. No. 31, Harvard Soil Mechanics System No. 60.
- Casagrande, A., y S. D. Wilson, 1951. "Effect of Rate of Loading on the Strength of Clays and Shales at Constant Water Content," *Geotechnique*, vol. 2, pp. 251-263.
- Casagrande, L., 1953. "Review of Past and Current Work on Electro-Osmotic Stabilization of Soils," Harvard Soil Mechanics Series No. 45, Harvard Univ., Cambridge, Mass. (reimpreso en Nov. de 1959 con un suplemento).
- Cedegren, H. R., 1960. "Seepage Requirements of Filters and Previous Bases," *J. Soil Mech. Found. Eng. Div. ASCE* (Octubre). Vol. 86, No. SM5.
- Cedegren, H. R., 1967. *Seepage, Drainage, and Flow Nets*, John Wiley and Sons, Nueva York.
- Chellis, R. D., 1962. "Pile Foundations," Chapter 7 of *Foundation Engineering*, G. A. Leonards (ed.), McGraw-Hill, Nueva York.
- Chen, L-S, 1948. "An Investigation of Stress-Strain and Strength Characteristics of Cohesionless Soils by Triaxial Compression Tests," *Proc. 2nd Inter. Conf. Soil Mech. Found. Eng.*, Vol. 5, p. 35.
- Christian, J. T., 1966. "Plane-Strain Deformation Analysis of Soil," Informe del M.I.T. Dept. of Civil Eng. a la U.S. Army Eng. Waterways Experiment Station.
- Cooling, L. F., 1948. "Settlement Analysis of Waterloo Bridge," *Proc. 2nd Inter. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* (Rotterdam), Vol. II, p. 130.
- Cornell University, 1951. "Final Report on Soil Solidification Research," Ithaca, N. Y.
- Cornforth, D. H., 1961. "Plane Strain Failure Characteristics of a Saturated Sand," Ph. D., thesis, U. de Londres. Ver también *Geotechnique*, Vol. 16, p. 95.
- Cornforth, D. H., 1964. "Some Experiments on the Influence of Strain Condition on the Strength of Sand," *Geotechnique*, Vol. 16, p. 193.
- Corps of Engineers, Dept. of Army, 1952. "Seepage Control, Soil Mechanics Design," Washington D. C.
- Crandall, S. H., y N. C. Dahl, 1959. *An Introduction to the Mechanics of Solids*, McGraw-Hill, Nueva York.
- Crawford, C. B., 1959. "The Influence of Rate of Strain on Effective Stresses in Sensitive Clay," ASTM Spec. Tech. Pub. 254, pp. 36-48.
- Crawford, C. B., 1964. "Interpretation of the Consolidation Test," *Proc. ASCE*, Vol. 90, No. SM5, pp. 87-102.
- Crawford, C. B., 1965. "Resistance of Soil Structure to Consolidation," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 2, pp. 90-115.
- Crawford, C. B., y K. N. Burn, 1962. "Settlement Studies on the Mt. Sinai Hospital, Toronto," *The Engineering Journal*, Vol. 45, Nalz (Diciembre).
- Crawford, C. B., y W. J. Eden, 1967. "Stability of Natural Slopes in Sensitive Clay," *Proc. ASCE*, Vol. 93, No. SM4, pp. 419-436.
- Croney, D., y J. D. Coleman, 1961. *Pore Pressure and Suction in Soils*, Butterworths, Londres, p. 31.
- Cryer, C. W., 1963. "A Comparison of the Three-Dimensional Consolidation Theories of Biot and Terzaghi," *Quarterly Journal of Mechanics and Applied Mathematics*, Vol. 16 pp. 401-412.
- Cummings, A. E., G. O. Kerkhoff, y R. B. Peck, 1950. "Effect of Driving Piles into Soft Clay," *Trans. ASCE*, Vol. 115, pp. 275-285.
- Dana, James Dwight: *Manual of Mineralogy*, publicado por primera vez en 1848 y revisado varias veces, la última por Cornelius S. Hurlbut, Jr. y publicado por Wiley en 1949.
- Danish Geotechnical Institute, 1968. Bulletin No. 25, Copenhagen.
- D'Appolonia, D. J., y E. D'Appolonia, 1967. "Determination of the Maximum Density of Cohesionless Soils," *Proc. 3rd Asian Conf. Soil Mech. Found. Eng.*, Volume 1.
- D'Appolonia, E., 1953. "Loose Sands—Their Compaction by Vibroflotation," ASTM Special Technical Publication No. 156, p. 138.
- D'Appolonia, D. J., R. V. Whitman, y E. D'Appolonia, 1968: "Sand Compaction with Vibratory Rollers," *ASCE Specialty Conference on Placement and Improvement of Soil to Support Structures*.
- Darragh, R. D., 1964. "Controlled Water Tests to Preload Tank Foundations," *Proc. ASCE Conf. on Design of Foundations for Control of Settlement* (Evanston, Ill.)
- Davisson, M. T., 1966. "Pile Hammers, Pile Driving and Driving Formulas." Notas para una conferencia en la Metropolitan Section ASCE de Nueva York, Grupo de Mecánica de Suelos y Cimentaciones.
- DeLory, F. A., 1960. Discusión en el NRC Tech., Memo, No. 69, *Proc. 14th Canadian Soil Mech. Conf.*
- Deresiewicz, H., 1958. *Mechanics of Granular Matter. Advances in Applied Mechanics*, Vol. 5. Academic Press, Nueva York. pp. 233-306.
- Dickey, J. W., 1966. Frictional Characteristics of Quartz, S. B. thesis, M.I.T., Cambridge, Mass.
- Duke, C. M., y D. J. Leeds, 1963. "Response of Soils, Foundations, and Earth Structures to the Chilean Earthquakes of 1960," *Bull. Seismological Society of America*, Vol. 53, No. 2.
- Dunbar, C. O., 1960. *Historical Geology*, John Wiley and Sons, Nueva York.
- Durante, V. A., J. L. Kogan, V. I. Ferronsky, y S. I. Nosal, 1957. "Field Investigations of Soil Densities and Moisture Contents," *Proc. Inter. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* (Londres). Vol. 1, p. 216.
- Eden, W. J., y M. Bozozuk, 1962. "Foundation Failure of a Silo on Varved Clay," *Engineering Journal*, Vol. 45, No. 9, pp. 54-57 (Sept.).
- Eggstad, A., 1963. "Deformation Measurements Below a Model Footing on the Surface of Dry Sand," *Wiesbaden Settlement Conf.* Vol. 1 p. 233.

- Feld, J., 1965. "Tolerance of Structures to Settlement," *ASCE, J. Soil Mech. Found. Eng.*, Vol. 91, No. SM3, pp. 63-77.
- Fellenius, W., 1936. "Calculation of the Stability of Earth Dams," *Trans. 2nd Congress on Large Dams* (Washington), Vol. 4, p. 445.
- Fetzer, C. A., 1967. "Electro-Osmosis Stabilization of West Branch Dam," *J. Soil Mech. Found. Div. ASCE*, p. 85 (Julio).
- Flint, R. F., 1947. *Glacial Geology and the Pleistocene Epoch*, John Wiley and Sons, Nueva York.
- Forssblad, L., 1965. "Investigation of Soil Compaction by Vibroflotation," *Acta Polytechnical Scandinavica*, No. C134 (Estocolmo).
- Foster, C. R., 1962. "Field Problems: Compaction," *Foundation Engineering*, G. A. Leonards (ed.), McGraw-Hill, Nueva York p. 1000-1024.
- Frohlich, O. K., 1955. "General Theory of Stability of Slopes," *Geotechnique*, Vol. 5, pp. 37-47. Ver también la discusión en pp. 48-49.
- Fruco, and Associates, 1966. "Dewatering and Ground Water Control for Deep Excavations," Informe preparado para el U.S. Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss. (Enero)
- Gibbs, H. J., y W. G. Holtz, 1957. "Research on Determining the Density of Sands by Spoon Penetration Testing," *Proc. 4th Inter. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* (Londres) Vol. I, p. 35.
- Gibson, R. E., 1953. "Experimental Determination of the True Cohesion and True Angle of Internal Friction in Clays," *Proc. 3rd Inter. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* (Zurich), Vol. 1, p. 126.
- Gibson, R. E., 1958. "The Progress of Consolidation in a Clay Layer Increasing in Thickness with Time," *Geotechnique*, Vol. 8, pp. 171-182.
- Gibson, R. E., G. L. England, y M. J. L. Husey, 1967. "The Theory of One-Dimensional Consolidation of Saturated Clays. I. Finite Non-Linear Consolidation of Thin Homogeneous Layers," *Geotechnique*, Vol. 17, pp. 261-273.
- Gibson, R. E., y D. J. Henkel, 1954: "The Influence of Duration of Tests at Constant Rate of Strain on Measured 'Drained' Strength," *Geotechnique*, Vol. 4, pp. 6-15.
- Gibson, R. E. y N. Morgenstern, 1962. "A Note on the Stability of Cuttings in Normally Consolidated Clays," *Geotechnique*, Vol. 12, pp. 212-216.
- Gibson, R. E., J. K. L. Schiffman, y S. L. Pu, 1967. "Plain Strain and Axially Symmetric Consolidation of a Clay Layer of Limited Thickness," U. of Illinois (Chicago Circle) MATE Report 67-4.
- Goodman, R. E., y H. B. Seed, 1966. "Earthquake-Induced Displacements in Sand Embankments," *Proc. ASCE*, Vol. 92, No. SM2, pp. 125-146.
- Gorbunov-Possadov, M. I., y V. Serebrjanyi, 1961. "Design of Structures upon Elastic Foundations," *Proc. 5th Inter. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* (París), Vol. 1, pp. 643-648.
- Gould, J. P., 1960: "A Study of Shear Failure in Certain Tertiary Marine Sediments," *Proc. Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils*, ASCE, pp. 615-641.
- Gray, H., 1936a. "Progress Report on Research on the Consolidation of Fine Grained Soils." *Proc. 1st Inter. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* (Cambridge) Vol. II, pp. 138-141.
- Gray, H., 1936b. "Stress Distribution in Elastic Solids," *Proc. 1st Inter. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* (Cambridge) Vol. II, pp. 157-168.
- Grim, Ralph E., 1962: *Applied Clay Mineralogy*, McGraw-Hill Book Co.
- Hall, H. P., 1954. "A Historical Review of Investigations of Seepage Toward Wells," *J. BSCE*, Vol. 41, pp. 251-311.
- Hamilton, J. J., 1960. "Earth Pressure Cells; Design Calibration and Performance," Tech. Paper No. 109, Division of Building Research, National Research Council, Ottawa, Canada.
- Hansen, J. B., 1957. "General Report-Foundations of Structures," *Proc. 4th Inter. Conf. Soil Mech.* (Londres) Vol. II, pp. 441-447.
- Hansen, J. B., 1953. *Earth Pressure Calculation*, The Danish Technical Press, Copenhagen.
- Hansen, J. B., y H. Lundgren, 1960: "*Hauptprobleme der Bodenmechanik*," Springer-Verlag, Berlin.
- Hansen, J. B., 1963. "Discussion to Kondner," Vol. 89, No. SM4, p. 241 (Julio).
- Hansen, J. B., 1966. Bulletin No. 20, The Danish Geotechnical Institute.
- Hardin, B. O., y W. L. Black, 1968. "Vibration Modulus of Normally Consolidated Clay," *Proc. ASCE*, Vol. 94, No. SM2, pp. 353-369.
- Hardin, B. O., y F. E. Richart Jr., 1963. "Elastic Wave Velocities in Granular Soils," *Proc. ASCE*, Vol. 89, No. SM1, pp. 33-65.
- Harr, E., 1962. *Groundwater and Seepage*, McGraw-Hill, Nueva York.
- Harr, M. E., 1966. *Foundations of Theoretical Soil Mechanics*, McGraw-Hill, Nueva York.
- Hassib, M. H., 1951. "Consolidation Characteristics of Granular Soils," Columbia University Nueva York.
- Haythornthwaite, R. M., 1960. "Mechanics of the Triaxial Test for Soils," *Proc. ASCE*, Vol. 86, No. SM5, pp. 35-62.
- Haythornthwaite, R. M., 1961. "Methods of Plasticity in Land Location Studies," *Proc. 1st Inter. Conf. Mechanics of Soil-Vehicle Systems* (Italia).
- Healy, K. A., 1963. "Preliminary Investigations into the Liquefaction of Sand," Research Report R63-29. Department of Civil Engineering, M.I.T., Cambridge, Mass.
- Hendron, A. J., Jr., 1963. The Behavior of Sand in One-Dimensional Compression, Ph. D. thesis, Department of Civil Engineering, University of Illinois (Urbana).
- Henkel, D. J., 1956. "The Effect of Overconsolidation on the Behavior of Clays During Shear," *Geotechnique*, Vol. 6, p. 139.
- Henkel, D. J., 1959: "The Relationships Between the Strength, Pore-Water Pressure, and Volume-Change Characteristics of Saturated Clays," *Geotechnique*, Vol. IX, p. 119.
- Henkel, D. J., 1960. "The Relationship Between the Effective Stresses and Water Content in Saturated Clays," *Geotechnique*, Vol. 10, p. 41.

- Henkel, D. J., y A. W. Skempton, 1955. "A Landslide at Jackfield, Shropshire, in a Heavily Overconsolidated Clay," *Geotechnique* Vol. 5, pp. 131-137.
- Henry, T. D. C., 1956: *The Design and Construction of Engineering Foundations*, pp. 374-375.
- Herrmann, H. G., y L. A. Wolfskill, 1966: "Residual Shear Strength of Weak Clay," Technical Report 3-699, U. S. Army Engineer Waterways Experiment Station.
- Hirschfeld, R. C., 1958. Factors Influencing the Constant Volume Strength of Clays, Ph.D. thesis, Harvard University, Cambridge, Mass.
- Holtz, W. G., y H. J. Gibbs, 1956. "Shear Strength of Pervious Gravelly Soils," *Proc. ASCE*, Paper No. 867.
- Holtz, W. G., y J. W. Hilf, 1961. "Settlement of Soil Foundations Due to Saturation," *Proc. 5th Inter. Soc. Soil Mech. Found. Eng.* (Paris), Vol. I, p. 673.
- Horn, H. M., 1966. "Influence of Pile Driving and Pile Characteristics on Pile Foundation Performance," Notas para conferencias ante la New York Metropolitan Section ASCE, Grupo de Mecánica de Suelos y Cimentaciones.
- Horn, H. M., y D. U. Deere, 1962. "Frictional Characteristics of Minerals," *Geotechnique*, Vol. 12, pp. 319-335.
- Hough, B. K., 1957. *Basic Soils Engineering*, Ronald Press, Nueva York.
- Housel, W. S., 1965. Discussion, *Proc. ASCE*, Vol. 91, No. SM1, pp. 196-219.
- Huntington, W. C., 1957. *Earth Pressures and Retaining Walls*, John Wiley and Sons, Nueva York.
- Hutchinson, J. N., 1961. "A Landslide on a Thin Layer of Quick Clay at Furre, Central Norway," *Geotechnique*, Vol. 11, pp. 69-94.
- Hvorslev, M. J., 1937: "Über die Festigkeitseigenschaften gestörter bindiger Böden," *kbn. (Gad)*, 159 p.
- Hvorslev, J., 1948. "Subsurface Exploration and Sampling of Soils for Civil Engineering Purposes," Reporter of Committee on Sampling and Testing, Soil Mech. and Foundations Division, ASCE.
- Hvorslev, M. J., 1949. "Time Lag in the Observation of Ground-Water Levels and Pressures," U.S. Army Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss.
- Hvorslev, M. J., 1960. "Physical Components of the Shear Strength of Saturated Clays," ASCE Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils, Boulder, Colorado, pp. 169-273.
- Iller, R. K., 1955. *The Colloid Chemistry of Silica and Silicates*, Cornell University Press, Ithaca, N. Y.
- Ireland, H. O., 1955: "Settlement Due to Building Construction in Chicago," Ph.D. Thesis, Univ. of Illinois.
- Jakobson, B., 1952. "The Landslide at Surte on the Gota River," *Proc. Royal Swedish Geotechnical Institute*, Vol. 5, p. 87.
- Jaky, J., 1944. "The Coefficient of Earth Pressure at Rest," *Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers*, pp. 355-358.
- Janbu, N., L. Bjerrum, y B. Kjaernsli, 1956. "Veiledning ved losnig av fundamenterings oppgaver" (Mecánica de suelos aplicada a algunos problemas de cimentaciones), en noruego con sumario en inglés. Norwegian Geotechnical Institute Publ. 16, Oslo.
- Jennings, J. E., 1953: "The Heaving of Buildings on Desiccated Clay," *Proc. 3rd ICSMFE (Zurich)*, Vol. I, pp. 390-396.
- Jennings, J. E. B., y J. B. Burland, 1962: "Limitations to the Use of Effective Stress in Partly Saturated Soils," *Geotechnique*, Vol. 12, No. 2, pp. 125-144.
- Jennings, J. E., y K. Knight, 1957. "The Additional Settlement of Foundations Due to a Collapse of Structure of Sandy Subsoils on Wetting," *Proc. 4th Inter. Soc. Soil Mech. Found. Eng.* (Londres), Vol. 1, p. 316.
- Johannessen, I. J., y L. Bjerrum, 1965. "Measurement of the Compression of a Steel Pile to Rock Due to Settlement of the Surrounding Clay," *Proc. 6th Inter. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* (Montreal), Vol. 2, pp. 261-264.
- Jones, A., 1962. "Tables of Stresses in Three-Layer Elastic Systems," *Highway Research Board Bulletin*, No. 342, pp. 176-214.
- Jordan, J. C., y R. L. Schiffman, 1967: *User's Manual for ICES SEPOL-I*, Pub. R67-61, Dept. of Civil Engineering, M.I.T., Cambridge, Mass.
- Jurgenson, L., 1934. "The Application of Theories of Elasticity and Plasticity to Foundation Problems," *J. BSCE*, p. 184 de "Contributions to Soil Mechanics," *BSCE*, 1940.
- Kenney, T. C., 1959: Discussion, *Proc. ASCE*, Vol. 85, No. SM3, pp. 67-79.
- Kérisel, J., 1964. "Deep Foundations Basic Experimental Facts," *Proc. Deep Foundations Conf.* (Mexico) (Dic.).
- Kérisel, J. L., 1967. "Vertical and Horizontal Bearing Capacity of Deep Foundations in Clay," *Proc. Symposium on Bearing Capacity and Settlement of Foundations*, Duke Univ., Durham, N. C., p. 45.
- Kirkpatrick, W. M., 1957. "The Condition of Failure for Sands," *Proc. 4th Inter. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* (Londres), Vol. 1, pp. 172-178.
- Kolbuszewski, J. J., 1948. "An Experimental Study of the Maximum and Minimum Porosities of Sands," *Proc. 2nd Inter. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* (Rotterdam), Vol. I, p. 158.
- Kondner, R. L., 1963. "Hyperbolic Stress-Strain Response: Cohesive Soils," *Proc. ASCE, J. Soil Mech. Found. Eng.*, Vol. 89, No. SM1, p. 115 (Feb.).
- Kondner, R. L., y J. S. Zelasko, 1963. "A Hyperbolic Stress-Strain Formulation for Sands," *Proc. 2nd Pan Am. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* (Brasil), Vol. 1 pp. 289-324.
- Ladd, C. C., 1963. "Stress-Strain Behavior of Anisotropically Consolidated Clays during Undrained Loading," *Proc. 6th Inter. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* Vol. 1, pp. 282-286.
- Ladd, C. C., 1964a. "Stress-Strain Behavior of Saturated Clay and Basic Strength Principles," Research Report R64-17, Dept. Civil Eng., M.I.T. (Abril).
- Ladd, C. C., 1964b. "Stress-Strain Modulus of Clay From Undrained Triaxial Tests," *Proc. ASCE*, Vol. 90, NO. SM5 (Sept.).

- Ladd, C. C., 1967. "Strength and Compressibility of Saturated Clays," Pan American Soils Course, Universidad Católica Andrés Bello, Caracas, Venezuela.
- Ladd, C. C., y T. W. Lambe, 1963. "The Strength of 'Undisturbed' Clay Determined from Undrained Tests," ASTM-NRC Symposium, Ottawa.
- Lambe, T. W., 1948. "The Measurement of Pore Water Pressures in Cohesionless Soils," *Proc. 2nd Inter. Conf. Soil Mech. Fluid. Eng.* (Rotterdam), Vol. VII, p. 38.
- Lambe, T. W., 1950. "Capillary Phenomena in Cohesionless Soil," *ASCE*, Separate No. 4. (Enero).
- Lambe, T. W. 1951. *Soil Testing for Engineers*, John Wiley and Sons, Nueva York.
- Lambe, T. W., 1953. "The Structure of Inorganic Soil," *Proc. ASCE*, Vol. 79, Separate No. 315 (Oct.).
- Lambe, T. W. 1955. "The Permeability of Compacted Fine Grained Soils," ASTM, Special Tech. Pub. No. 163.
- Lambe, T. W., 1958. "The Engineering Behavior of Compacted Clay," *J. Soil Mech. Found. Eng., ASCE* (Mayo). [También en *Trans. ASCE*, Vol. 125, (Parte 1), p. 718 (1960).]
- Lambe, T. W., 1960. "A Mechanistic Picture of Shear Strength in Clay," *Proc. ASCE Research Conf. Shear Strength of Cohesive Soils*, p. 437.
- Lambe, T. W., 1961. "Residual Pore Pressures in Compacted Clay," *Proc. 5th Inter. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* (Paris). Vol. I, p. 207.
- Lambe, T. W., 1962. "Soil Stabilization," Capítulo 4 de *Foundation Engineering*, G. A. Leonards (ed.), McGraw-Hill, Nueva York.
- Lambe, T. W., 1964 "Methods of Estimating Settlement," *Proc. of the ASCE Settlement Conference*, Northwestern University (Junio).
- Lambe, T. W., 1963. "Pore Pressures in a Foundation Clay," *Trans of ASCE*, Vol. 128, Parte I, p. 865.
- Lambe, T. W., 1967. "Shallow Foundations on Clay," *Proc. of a Symposium on Bearing Capacity and Settlement of Foundations*, Duke University, Durham, N. C.
- Lambe, T. W., 1968. "The Behavior of Foundations During Constuction," *Jour. of the SM and FE Div.* Vol. 94, No. SM1, p. 93.
- Lambe, T. W., y H. M. Horn, 1965. "The Influence on an Adjacent Building on Pile Driving for the M.I.T. Materials Center," *Proc. 6th Inter. Conf., Soil Mech. Found Eng.* (Montreal), Vol. II p. 280.
- Lambe, T. W., y R. Torrence Martin, 1953-1957. "Composition and Engineering Properties of Soil," *Proc. Highway Board* (5 comunicaciones).
- Lambe, T. W., y R. V. Whitman, 1959. "The Role of Effective Stress in the Behavior of Expansive Soils," *Quarterly of the Colorado School of Mines*, Vol. 54 No. 4 (Octubre).
- Lane, K. S., y D. E. Washburn, 1946. "Capillarity Tests by Capillarimeter and by Soil Filled Tubes," *Proc. Highway Research Board*.
- Lange, N. A., 1956. *Handbook of Chemistry*, Handbook Publishers, Sandusky, Ohio.
- Lee, K. L. e I. Farhoomand, 1967. "Compressibility and Crushing of Granular Soil in Anisotropic Triaxial Compression," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. IX. No. 1, p. 68 (Feb.).
- Leonards, G. A. (ed.), 1962. *Foundation Engineering*, McGraw-Hill, Nueva York.
- Leslie, D. D., 1963. "Large-Scale Triaxial Tests on Gravely Soils," *Proc. 2nd Pan Am. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* (Brasil), Vol. 1, pp. 181-202.
- Linell, K. A., y H. F. Shea, 1960. "Strength and Deformation of Various Glacial Tillis in New England," *Proc. ASCE Res. Conf. Shear Strength of Cohesive Soils* (Boulder, Col.), pp. 275-314.
- Lobdell, H. L., 1959. "Rate of Constructing Embankments on Soft Ground," *Proc. ASCE*, Vol. 85, No. SM5, pp. 61-78.
- Lowe, J., III, y L. Karafiath, 1960. "Stability of Earth Dams upon Drawdown," *Proc. 1st Pan-Am. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* (Mexico), Vol. II, pp. 537-560.
- Luscher, U., 1965, Discussion, *Proc. ASCE*, Vol. 91, No. SM1, pp. 190-195.
- Mansur, C. I., y R. I. Kaufman, 1958: "Pile Tests, Low-Sill Structure, Old River, Louisiana," *Trans. ASCE*, Vol. 123, pp. 715-743.
- Mansur, C. I., y R. I. Kaufman, 1962. "Dewatering," Chapter 3 in *Foundation Engineering*, G. A. Leonards (ed.), McGraw-Hill, Nueva York.
- Marsal, Raúl J., 1959: "Unconfined Compression and Vane Shear Tests in Volcanic Lacustrine Clays," *Proc. ASTM Conf. on Soils for Engineering Purposes*, Mexico City.
- Marsal, R. J., 1963. "Contact Forces in Soils and Rockfill Materials," *Proc. 2nd Pan Am. Conf. Soil Mech. Found. Eng.*, Vol. II, pp. 67-98.
- Marsal, R. J., 1963. "Triaxial Apparatus for Testing Rockfill Materials," *Proc. 2nd Pan Am. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* (Brasil), Vol. II, p. 99.
- May, D. R., y J. H. A. Brahtz, 1936. "Proposed Methods of Calculating the Stability of Earth Dams," *Trans. 2nd Congress on Large Dams* (Washington), Vol. 4, p. 539.
- McClelland, Bramlette, J. A. Focht Jr. y W. J. Emrich, 1967. "Problems in Design and Installation of Heavily Loaded Pipe Piles," *Proc. ASCE Specialty Conf. on Civil Engineering in the Oceans*.
- McDonald, D. H., y A. W. Skempton, 1955. "A Survey of Comparisons Between Calculated and Observed Settlements of Structures on Clay," *INst. of Civil Engrs.*, Londres.
- Mehta, M. R., y A. S. Veletsos, 1959. "Stresses and Displacements in Layered Systems," *Civil Engineering Studies*, Structural Research Series No. 178, Univ. of Illinois.
- Meigh, A. C., y I. K. Nixon, 1961, "Comparison of *In Situ* Tests for Granular Soils," *Proc. 5th Inter. Conf. Soil Mech.* (Paris), Vol. 1, p. 499.
- Meyerhof, G. G., 1951a. "The Ultimate Bearing Capacity of Foundations," *Geotechnique*, Vol. 2, pp. 301-332.
- Meyerhof, G. G., 1951b. "The Tilting of a large Tank on Soft Clay," *Proc. S. Wales Inst. Civil Engrs.* Vol. 67, p. 53.
- Meyerhof, G. G., 1953. "The Bearing Capacity of Foundations under Eccentric and Inclined Loads," *Proc. 3rd Inter. Conf. Soil Mech.* (Zurich), Vol. 1. pp. 440-445.

- Meyerhof, G. G., 1961. "The Mechanism of Flow Slides in Cohesive Soils," *Geotechnique*, Vol. 7, pp. 41-49.
- Meyerhof, G. G., 1965. "Shallow Foundations," *Proc. ASCE*, Vol. 11, No. SM2, pp. 21-31.
- Meyerhof, G. G., y T. K. Chaplin, 1953. "The Compression and Bearing Capacity of Cohesive Layers," *British Journal of Applied Physics*, Vol. 4, No. 1, pp. 20-26.
- Michaels, A. S., y C. S. Lin, 1954. "The Permeability of Kaolinite," *Industrial and Eng. Chem.*, Vol. 46, pp. 1239-1246 (Junio).
- Middlebrooks, T. A., 1953. "Earth-Dam Practice in the United States," *Trans. ASCE* (Volumen del Centenario), p. 697.
- Mikasa, M., 1965 Discussion, *Proc. 6th Inter. Conf. Soil Mech. Found. Eng.*, Vol. III, pp. 459-460. Ver también "The Consolidation of Soft Clay," *Civil Engineering in Japan*, pp. 21-26 (Japan Society of Civil Engineers, 1965).
- Miller, E. T., 1963. "Stresses and Strains in an Array of Elastic Spheres," Informe R53-39 del M.I.T. Department of Civil Engineering a la U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station.
- Milligan, V., L. G. Soderman, y A. Rutka, 1962: "Experience with Canadian Varved Clays," Artículo 3224, *J. Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Agosto 1962
- Mitchell, J. K., 1960. "Fundamental Aspects of Thixotropy in Soils," *J. Soil Mech. Found. Div.*, Vol. 86, No. SM3.
- Mitchell, J.K., 1964. "Shearing Resistance of Soils as a Rate Process," *J. Soil Mech. Found. Div.*, Vol. 90, No. SM1, p. 29 (Enero).
- Mohr, H. A., 1962. "Exploration of Soil Condition and Sampling Operations," *Harvard Bull.*, No. 208 revisado.
- Moss, A. von, 1962. "Ergebnisse einiger Strassenversuchsdam mo auf schlechtem Grund in der Schweiz," *Strasse and Verkehr*, No. 9.
- Moran, Proctor, Mueser, y Rutledge, 1958. "Study of Deep Soil Stabilization by Vertical Sand Drains," Informe preparado para el Bureau of Yards and Docks, Department of the Navy (Junio).
- Moretto, O., 1948. "Effect of Natural Hardening on the Unconfined Compressive Strength of Remolded Clays," *Proc. 2nd Inter. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* (Rotterdam) Vol. 1, p. 137.
- Moretto, O., A. J. L. Bolognesi, A. O. Lopez y E. Nunez, 1963: "Propiedades Y Comportamiento De Un Suelo Limoso De Baja Plasticidad," *Proc. Second Panamerican Conf. on SM and FE. Brasil*, Vol. II, p. 131.
- Morgenstein, N. R., y V. E. Price, 1965. "The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces," *Geotechnique*, Vol. 15, pp. 79-93.
- Morgenstern, N., 1963. "Stability Charts for Earth Slopes During Rapid Drawdown," *Geotechnique*, Vol. 13, pp. 121-131.
- Muskat, M., 1946. *The Flow of Homogeneous Fluids Through Porous Media*. J. W. Edwards, Ann Arbor, Mich.
- Newmark, N. M., 1942. "Influence Charts for Computation of Stresses in Elastic Foundations," Univ. of Illinois, Bulletin No. 338.
- Newmark, N. M. 1964. "Effects of Earthquakes on Dams and Embankments," *Geotechnique*, Vol. 15, pp. 139-160.
- Nixon, I. K., 1949. " $\phi = 0$ Analyses," *Geotechnique*, Vol. 1, pp. 208-209 y 274-276.
- O'Neill, H. M., 1962. "Direct-Shear Test for Effective-Strength Parameters," *Proc. ASCE*, Vol. 88 No. SM4, pp. 109-137.
- Ortigosa, P., 1968. "Densification of Sands by Vibration 2nd Progress Report," Department of Civil Engineering, M.I.T.
- Osterman, J., 1959. "Notes on the Shearing Resistance of Soft Clays," *Acta Polytechnica Scandinavica*, NO. 263.
- Osterman, J., y G. Lindskog, 1964. "Influence of Lateral Movement in Clay Upon Settlements in Some Test Areas," Swedish Geotechnical Institute, (Estocolmo).
- Osterman, J., y G. Lindskog, 1964. "Settlement Studies of Clay," Swedish Geotechnical Institute, (Estocolmo) Pub. No. 7.
- Overbeek, J. Th., y E. J. W. Verwey, 1948. *Theory of the Stability of the Lyophobic Colloids*, Elsevier Pub. Co., Nueva York.
- Panama Canal, 1947. "Report of the Governor of the Panama Canal, Isthmian Canal Studies, Appendix 12: Slopes and Foundations."
- Parmalee, R. A., 1967. "Building-Foundation Interaction Effects," *Proc. ASCE*, Vol. 93, No. EM2, pp. 131-152.
- Parry, R. H. G., 1960: "Triaxial Compression and Extension Tests on Remolded Saturated Clay," *Geotechnique*, Vol. 10, pp. 166-180.
- Peck, R. B., 1961. "Records of Load Tests on Friction Piles," Special Report No. 67, Highway Research Board.
- Peck, R. B., 1967: "Stability of Natural Slopes," *Proc. ASCE*, Vol. 93, No. SM4, pp. 403-417.
- Peck, R. B. y S. Berman, 1961. "Recent Practice for Foundations of High Building in Chicago," *Proc. Symposium of "The Design of High Buildings,"* Univ. of Hong Kong (Sept.).
- Peck, R. B., y F. G. Bryant, 1953 "The Bearing Capacity Failure of the Transcona Elevator," *Geotechnique*, Vol. 3, pp. 201-208.
- Peck, R. B., W. E. Hanson, y T. H. Thornburn, 1953. *Foundation Engineering*, John Wiley and Sons, Nueva York.
- Peck, R. B., y T. Raamont, 1965. "Foundation Behavior of Iron Ore Storage Yards," discusión final. *Proc. ASCE*, Vol. 91, No. SM4, pp. 193-195.
- Peck, Ralph B., y Reed, William C., 1954: "Engineering Properties of Chicago Subsoils," Univ. of Illinois Experimental Station, Bull. No. 423.
- Penman, A. D. M., 1961. "A Study of the Response Times of Various Types of Piezometer," *Proc. of the Conf. on Pore Pressure and Suction in Soil*, Butterworths, Londres, p. 53.
- Pettijohn, F. J., 1949: *Sedimentary Rocks*, Harper and Brothers, Nueva York.
- Polubarinova-Kochina, 1952. *Theory of Ground Water Movement*, State Press, Moscú. Traducido por R. de

- Wiest, Princeton University Press, Princeton, N. J., 1962.
- Rendulic, L., 1936. Discussion on "Relation Between Void Ratio and Effective Principal Stresses for a Remoulded Silty Clay," *Proc. 1st Inter. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* (Cambridge), Vol. 3, pp. 48-51.
- Rendulic, L., 1937. "A Fundamental Principle of Soil Mechanics and its Experimental Verification," (en alemán) *Bauingenieur*, Vol. 18, p. 459.
- Renius, E., 1955. "The Stability of Slopes of Earth Dams," *Geotechnique*, Vol. 5, pp. 181-189.
- Richardson, A. M., Jr., y R. V. Whitman, 1964. "Effect of Strain-Rate upon Undrained Shear Resistance of Saturated Remolded Fat Clay," *Geotechnique*, Vol. 13, No. 4, pp. 310-346.
- Richart, F. E., Jr., 1959. "Review of the Theories for Sand Drains," *Trans. ASCE*, Vol. 124, p. 709.
- Richart, F. E., Jr., 1960. "Foundation Vibrations," *Trans. ASCE*, Vol. 127, Part 1, pp. 863-898.
- Richart, F. E., Jr., y R. V. Whitman, 1967. "Comparison of Footing Tests with Theory," *Proc. ASCE*, Vol. 93, No. SM6, pp. 143-168.
- Road, Research Laboratory, 1952. *Soil Mechanics for Road Engineers*, Her Majesty's Stationery Office, Londres.
- Roberts, J. E., 1961. "Small-Scale Footing Studies: A Review of the Literature," Dept. of Civil Engr. Pub., M.I.T. (Julio)
- Roberts, J. E., 1964. Sand Compression as a Factor in Oil Field Subsidence, Tesis presentada como requerimiento parcial para el agrado de Sc.D. Dept. of Civil Eng., M.I.T. (Feb.).
- Roding, S., 1961. "Experiences with Penetrometers, with Particular Reference to the Standard Penetration Test," *Proc. 5th Inter. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* (Paris), Vol. 1, p. 517.
- Roscoe, K. H., 1961. Discusión en *Proc. 5th Inter. Conf. Soil Mech. Found. Eng.*, Vol. 3, pp. 105-107.
- Roscoe, K. H., J. R. F. Arthur, y R. G. Jones, 1963. "The Determination of Strains in Soils by an X-Ray Method," *Civil Eng. Pub. Works Rev.*, Vol. 58, pp. 873-876 y 1009-1012.
- Roscoe, K. H., A. N. Schofield, y A. Thurairajah, 1963. "An Evaluation of Test Data for Selecting a Yield Criterion for Soils," *Proc. Symposium on Laboratory Shear Testing of Soils*, ASTM Special Technical Publication No. 361, pp. 111-133.
- Roscoe, K. H., A. N. Schofield y C. P. Wroth, 1958: "On the Yielding of Soils," *Geotechnique*, Vol. 8, pp. 22-53.
- Rowe, Peter W., 1952: "Anchored Sheet-Pile Walls," *Proc. Inst. Civil Engrs.*, Londres, Vol. 1, pp. 27-70.
- Rowe, P. W., 1963. "Stress-Dilatancy, Earth Pressures and Slopes" *Proc. ASCE* Vol. 89, No. SM3, pp. 37-61.
- Rowe, P. W., 1962a. "Anchored Sheet-Pile Walls," *Proc. Inst. Civil Eng.*
- Rowe, P. W., 1962b. "The Stress-Dilatancy Relation for Static Equilibrium of an Assembly of Particles in contact," *Proc. Roy. Soc.*, A269, pp. 500-527.
- Rowe, P. W., y L. Barden, 1964. "The Importance of Free Ends in Triaxial Testing," *Proc. ASCE*, Vol. 90, No. SM1, pp. 1-27.
- Rutledge, P., 1947. "Review of the Cooperative Triaxial Research Program," U.S. Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station.
- Salas, J. A. Jimenez, y J. M. Serratosa, 1953 "Compressibility of Clays," *Proc. 3rd ICSMFE*, Vol. 1, p. 192.
- Saurin, B. F., 1948. "Discussion of $\phi = 0$ Analyses," *Geotechnique*, Vol. 1, pp. 272-274.
- Scheidegger, A. E., 1957. *The Physics of Flow Through Porous Media*, Macmillan, Nueva York.
- Schiffman, R. L., 1958. "Consolidation of Soil under Time Dependent Loading and Variable Permeability," *Proc. Highway Research Board*, Vol. 37, p. 584.
- Schiffman, R. L., A. Chen, y J. C. Jordan, 1967. "The Consolidation of a Half Plane," U. of Illinois (Chicago Circle) MATE Report 67-3.
- Schiffman, R. L., y R. E. Gibson, 1964. "Consolidation of Non-Homogeneous Clay Layers," *Proc. ASCE*, Vol. 90, No. SM5, pp. 1-30.
- Schmertmann, J. M., 1955. "The Undisturbed Consolidation of Clay," *Trans. ASCE*, Vol. 120, p. 1201.
- Schultz, E. y H. Knausenberger, 1957. "Experiences with Penetrometers," *Proc. 4th Inter. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* (Londres), Vol. 1, p. 249.
- Shultz, E., y E. Menzenbach, 1961. "Standard Penetration Test and Compressibility of Soils," *Proc. 5th Inter. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* (París), Vol. I, p. 527.
- Scott, R. F., 1963. *Principles of Soil Mechanics*, Addison Wesley Publishing Co., Reading, Mass.
- Seaman, L., G. N. Bycroft, y H. W. Kriebel, 1963. "Stress Propagation in Soils-Part III," Informe del Stanford Research Institute a la Defense Atomic Support Agency, DASA-1266-3.
- Seed, H. B., 1966a. "A Method for the Earthquake-Resistant Design of Earth Dams," *Proc. ASCE*, Vol. 92, No. SM1, pp. 13-41.
- Seed, H. B., 1966b. "Soil Stability Problems Caused by Earthquakes," Informe del Soil Mechanics and Bituminous Materials Laboratory, University of California. Berkeley.
- Seed, H. B., y C. K. Chan, 1961. "Effect of Duration of Stress Application on Soil Deformation under Repeated Loading," *Proc. 5th Inter. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* (Londres), Vol. 1, pp. 341-345.
- Seed, H. B., y C. K. Chan, 1959. "Structure and Strength Characteristics of Compacted Clays," *J. Soil. Mech. Found. Div. ASCE*, Vol. 85 No. SM5 (Octubre).
- Seed, H. B., y R. E. Goodman, 1964. "Earthquake Stability of Slopes of Cohesionless Soils," *Proc. ASCE*, Vol. 90, No. SM6, pp. 43-73;
- Seed, H. B., e I. M. Idriss, 1967. "Analysis of Liquefaction: Niigata Earthquake," *Proc. ASCE*, Vol. 93, No. SM3 pp 83 108.
- Seed, H. B., y K. L. Lee, 1966. "Liquefaction of Saturated Sands During Cyclic Loading," *Proc. ASCE*, Vol. 92, No. SM6, pp. 105-134.
- Seed, H. B., y L. C. Reese, 1957. "The Action of Soft Clay Along Friction Piles," *Trans. ASCE*, Vol. 22, p. 731.
- Seed, H. B., y H. A. Sultan, 1967. "Stability Analysis for a Sloping Core Embankment," *Proc. ASCE*, Vol. 93, No. SM4, pp. 69-84.

- Seed, H. B., y S. D. Wilson, 1967. "The Turnagain Heights Landslide, Anchorage, Alaska," *Proc. ASCE*, Vol. 93, No. SM4, pp. 325-353.
- Seed, H. B., J. R. Woodward, y R. Lundgren, 1964. "Clay Mineralogical Aspects of the Atterberg Limits," *J. Soil Mech. Found. Div., ASCE*, Vol. 90, No. SM4.
- Sevaldson, R. A., 1956. "The Slide in Lodalen, October 6th, 1954," *Geotechnique*, Vol. 6, pp. 1-16.
- Shannon, W. L., 1966. "Slope Failures at Seward, Alaska," comunicación presentada a la ASCE Soil Mechanics and Foundations Division Conference on Stability and Performance of Slopes and Embankments, Berkeley, Cal.
- Shannon, W. L., S. D. Wilson y R. M. Meese, 1962: "Field Problems: Field Measurements," *Foundation Engineering* McGraw-Hill Book Co., pp. 1025-1080.
- Shannon, W. L., G. Yamane, y R. J. Dietrich, 1959. "Dynamic Triaxial Tests on Sands," *Proc. 1st Pan Am. Conf. Soil Mech. Found. Eng.*, Vol. 1, pp. 473-489.
- Sherard, J. L., 1967: "Earthquake Consideration in Earth Dam Design," *Proc. ASCE*, Vol. 93, No. SM4, pp. 377-401.
- Sherard, J. L., R. J. Woodward, S. G. Gzienski, y W. A. Clevenger, 1963. *Earth and Earth Rock Dams*, John Wiley and Sons, Nueva York.
- Simons, N. E., 1965. "Consolidation Investigation on Undisturbed Fornebu Clay" Norwegian Geotechnical Institute Pub. No. 62, Oslo.
- Skempton, A. W., 1942. "An Investigation of the Bearing Capacity of a Soft Clay Soil," *J. Inst. Civil Engrs.*, Vol. 18, p. 307.
- Skempton, A. W., 1948. "The $\phi = 0$ Analysis for Stability and its Theoretical Basis," *Proc. 2nd Inter. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* (Rotterdam), Vol. 1, p. 72.
- Skempton, A. W., 1948. "A Study of the Geotechnical Properties of Some Post-Glacial Clays," *Geotechnique*, Vol. 1., p. 7.
- Skempton, A. W., 1951. "The Bearing Capacity of Clays," Bldg. Research Congress, Inglaterra.
- Skempton, A. W., 1953. "The Colloidal Activity of Clays," *Proc. 3rd Inter. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* (Zurich), Vol. I, p. 57.
- Skempton, A. W., 1953. "Soil Mechanics in Relation to Geology," *Proc. of Yorkshire Geological Soc.*, Vol. 29, p. 33.
- Skempton, A. W., 1954. "The Pore-Pressure Coefficient *A* and *B*," *Geotechnique*, Vol. 4, pp. 143-147.
- Skempton A. W., 1961 "Effective Stress in Soils, Concrete and Rocks," *Pore Pressure and Suction in Soils*, Butterworths, Londres, p. 4.
- Skempton, A. W., 1964 "Long Term Stability of Clay Slopes," *Geotechnique*, Vol. 14, p. 77.
- Skempton, A. W., 1966. "Large Bored Piles-Summing Up," Symposium on Large Bored Piles, Inst. of Civil Engrs. and Reinf. Conc. Assoc., Londres (Feb.).
- Skempton, A. W., y L. Bjerrum, 1957. "A Continuación to the Settlement Analysis of Foundations on Clay," *Geotechnique*, Vol. 7, p. 168.
- Skempton, A. W., y J. D. Brown, 1961. "A Landslip in Boulder Clay at Selset, Yorkshire," *Geotechnique*, Vol. 11, pp. 280-293.
- Skempton, A. W., y H. O. Golder, 1948. "Practical Examples of the $\phi = 0$ Analysis of Stability of Clays," *Proc. 2nd Inter. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* (Rotterdam), Vol. 2, p. 63.
- Skempton, A. W., y D. J. Henkel, 1953. "The Post-Glacial Clays of the Thames Estuary at Tilbury and Shellhaven," *Proc. 3rd Inter. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* (Zurich), Vol. I, p. 302.
- Skempton, A. W., y D. J. Henkel, 1957. "Test on London Clay from Deep Borings at Paddington, Victoria and the South Bank," *Proc. 4th Inter. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* (Londres), p. 100.
- Skempton, A. W., y R. D. Northey, 1952. "The Sensitivity of Clays," *Geotechnique* Vol. III, pp. 30-53.
- Skempton, A. W., R. B. Peck, y D. H. McDonald, 1955. "Settlement Analyses of Six Structures in Chicago and London," *Proc. Inst. Civil Engrs.* (Julio).
- Skempton, A. W., y V. A. Sowa, 1963. "The Behavior of Saturated Clays During Sampling and Testing," *Geotechnique*, Vol. 13, No. 4, pp. 269-290.
- Soderman, L. G., y R. M. Quigley, 1965. "Geotechnical Properties of Three Ontario Clays," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. II, No. 2 (Mayo).
- Sokolovski, V. V., 1965. *Statics of Granular Media*. Traducido del ruso por J. K. Luscher, Pergamon Press, Londres.
- Sowers, G. F., 1962. "Shallow Foundations," *Foundation Engineering*, G. A. Leonards (ed.), McGraw-Hill, Nueva York, p. 525.
- Sowers, G. F., 1963. "Engineering Properties of Residual Soils Derived from Igneous and Metamorphic Rocks," *Proc. 2nd Pan-Am Conf. Soil Mech. Found. Eng.* (Brasil), Vol. 1 p. 39.
- Sowers, G. B., y B. F. Sowers, 1951. *Introductory Soil Mechanics and Foundations*, Macmillan, Nueva York.
- Steinbrenner, W., 1934. "Tafeln zur Setzungsberechnung," *Die Strasse*, Vol. 1, pp. 121-124. Ver también *Proc. 1st Intern Conf Found. Eng.* (Cambridge), Vol. 2, pp. 142-143 1936.
- Sultan, H. A., y H. B. Seed, 1967. "Stability of Sloping Core Earth Dams," *Proc. ASCE*, Vol. 93, No. SM4, pp. 45-68.
- Szechy, C., 1961. *Foundation Failures*, Concrete Publications Ltd., Londres.
- Taylor, D. W., 1937. "Stability of Earth Slopes," *J. Boston Soc. Civil Engrs.*, Vol. 24, p. 197.
- Taylor, D. W., 1939. "A Comparison of Results of Direct Shear and Cylindrical Compression Tests," *Proc. ASTM*.
- Taylor, D. W., 1942. "Research on Consolidation of Clays," M.I.T. (Agosto).
- Taylor, D. W., 1945. "REview of Pressure Distribution Theories, Earth Pressure Cell Investigations and Pressure Distribution Data," Informe a la U.S. Army Waterways Experiment Station.
- Taylor, D. W., 1948. *Fundamentals of Soil Mechanics*, John Wiley and Sons, Nueva York.
- Taylor, D. W. 1952. "A Direct Shear Test with Drainage Control," Symposium on Direct-Shear Testing of Soils, ASTM Spec. Tech. Pub. No. 131, pp. 63-74.
- Taylor, D. W., 1955. "Review of Research on Shearing Strength of Clay at M.I.T.: 1948-1953," Informe a la

- U.S. Army Corps of Engineers Waterways Experiment Station.
- Teng, W. C., 1962. *Foundation Design*, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J.
- Terracina, F., 1962. "Foundations of the Tower of Pisa," *Geotechnique*, Vol. 12, p. 336.
- Terzaghi, K., 1925. *Erdbaumechanik*, Franz Deuticke, Viena.
- Terzaghi, K., 1934. "Large Retaining Wall Test," *Engineering News Record* (Feb. 1, 22; Marzo 8, 20; Abril 19).
- Terzaghi, K., 1943. *Theoretical Soil Mechanics*, John Wiley and Sons, Nueva York.
- Terzaghi, K., 1960. *From Theory to Practice in Soil Mechanics*, John Wiley and Sons, Nueva York.
- Terzaghi, K., y R. B. Peck, 1967. *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 2a. ed. John Wiley and Sons, Nueva York. La 1a. edición se publicó en 1948.
- Timoshenko, S., 1934. *Theory of Elasticity*, McGraw-Hill, New York.
- Trinkunas, J., 1967. "Pilotes de Gran Peso y Longitud en Suelos Cohesivos Saturados," *Proc. 3rd Pan-Am. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* (Venezuela), Vol. 1, p. 633.
- Trollope, D. H., McD. Freeman, y G. M. Peck, 1966. "Tasman Bridge Foundations," *J. Inst. Engrs.* (Australia) (Junio).
- Tschebotarioff, G., 1951. *Soil Mechanics, Foundations, and Earth Structures*, McGraw-Hill, Nueva York, pp. 226-231.
- Turnbull, W. J., 1950. "Compaction and Strength Tests on Soil," presented at Annual Meeting ASCE (Enero).
- Turnbull, W. J., A. A. Maxwell, y R. G. Ahlvin, 1961. "Stresses and Reflections on Homogeneous Soil Masses," *Proc. 5th Inter. Conf. Soil Mech. Found. Eng.*, Vol. 2, p. 337.
- Twenhofel, W. H., 1939. *Principles of Sedimentation*, McGraw-Hill, Nueva York.
- U.S. Navy, 1962. Design Manual-Soil Mechanics, Foundations and Earth Structures, NAVDOCKS DM-7.
- Van Olphen H., 1963. *An Introduction To Clay Colloid Chemistry*, John Wiley and Sons, Nueva York.
- Van Weele, A. F., 1964. "Negative Skin-Friction on Pile Foundations in Holland," *Proc. Symposium on Bearing Capacity of Piles*, Roorkee, India, pp. 1-10.
- Vargas, Milton, 1953. "Some Properties of Residual Clay Soils Occuring in Southern Brazil," *Proc. Inter. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* (Zurich), Vol. 1, p. 67.
- Vesic, A. S., 1963. "Bearing Capacity of Deep Foundations in Sand," *Highway Research Board Record*, No. 39.
- Vesic, A. S., 1967a. "A Study of Bearing Capacity of Deep Foundations," Georgia Inst. of Technology, Atlanta (Marzo).
- Vesic, A. S., 1967b. "Ultimate Loads and Settlements of Deep Foundations in Sand," *Proc. Symposium on Bearing Capacity and Settlement of Foundations*, Duke Univ., Durham, N. C., p. 53.
- Wagner, A. A., 1957. "The Use of the Unified Soil Classification System by the Bureau of Reclamation," *Proc. 4th Inter. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* (Londres), Vol. 1, p. 125.
- Wallace, M. I., 1948. Experimental Investigation of the Effect of Degree of Saturation on the Permeability of Sand S.M. thesis, Dept. of Civil Engr., M.I.T., Cambridge, Mass.
- Ward, W. H., A. Penman, y R. E. Gibson, 1955. "Stability of a Bank on a Thin Peat Layer," *Geotechnique*, Vol. 5, pp. 154-163.
- Ward, W. H., S. G. Samuels, y Muriel E. Butler, 1959. "Further Studies of the Properties of London Clay," *Geotechnique*, Vol. 9, p. 33.
- Westergaard, H. M., 1938. "A Problem of Elasticity Suggested by a Problem in Soil Mechanics: A Soft Material Reinforced by Numerous Strong Horizontal Sheets," *Mechanics of Solids* Volumen del 60o. Aniversario de S. Timoshenko Macmillan, Nueva York.
- Whitaker, T., and R. W. Cooke, 1966. "An Investigation of the Shaft and Base Resistances of Large Bored Piles in London Clay," Symposium on Large Bored Piles, Inst. of Civil Engrs. and Reinf. Conc. Assoc., Londres (Feb.).
- Whitman, R. V., 1957. "The Behavior of Soils Under Transient Loadings," *4th Inter. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* (Londres). Vol. 1, p. 207.
- Whitman, R. V., 1960. "Some Considerations and Data Regarding the Shear Strength of Clays," *Proc. ASCE Res. Conf. Shear Strength of Cohesive Soils* (Boulder, Co.), pp. 581-614.
- Whitman, R. V., 1963. "Stress-Strain-Time Behavior of Soil in One Dimensional Compression," Informe R63-25 del M.I.T. Department of Civil Engineering a la U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, 1963.
- Whitman, R. V., 1966. "Analysis of Foundation Vibrations," *Vibrations in Civil Engineering*, B. O. Skipp (ed.), Butterworths, Londres, pp. 159-179.
- Whitman, R. V., y W. A. Bailey, 1967. "Use of Computers for Slope Stability Analysis," *Proc. ASCE*, Vol. 93, No. SM4, pp. 475-498.
- Whitman, R. V., Z. Getzler, y K. Hoeg, 1963. "Texts upon Thin Domes Buried in Sand," *J. Boston Soc. Civil Eng.*, Vol. 50, pp. 1-22 (Enero).
- Whitman, R. V., y K. E. Healy, 1962. "Shear Strength of Sands During Rapid Loading," *Proc. ASCE*, Vol. 88, No. SM2, pp. 99-132.
- Whitman, R. V., y K. A. Healy, 1963. "Shear Strength of Sands During Rapid Loadings," *Trans. ASCE*, Vol. 128, pp. 1553-1594.
- Whitman, R. V., y K. Hoeg, 1966. "Development of Plastic Zone Beneath a Footing," Informe del M.I.T. Dept. of Civil Eng. a la U.S. Army Eng. Waterways Experiment Station.
- Whitman, R. V., y F. V. Lawrence, Jr., 1963. Discusión a la comunicación de Hardin y Richart, *Proc. ASCE*, Vol. 89 No SM5 pp. 112-118.
- Whitman, R. V., E. T. Miller y P. J. Moore, 1964. "Yielding and Locking of Confined Sand," *J. ASCE*, Vol. 90, No. SM4, pp. 57-84.
- Whitman, R. V., y P. J. Moore, 1963. "Thoughts Concerning the Mechanics of Slope Stability Analysis,"

- Proc. 2nd Pan-Am. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* (Brasil), Vol. 1, pp. 391-411.
- Whitman, R. V., A. M. Richardson, y K. A. Healy, 1961. "Time-Lags in Pore Pressure Measurements," *5th Intr. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* (Paris). Vol. 1 p. 407.
- Whitman, R. V., y F. E. Richart, Jr., 1967. "Design Procedures for Dynamically Loaded Foundations," *Proc. ASCE*, Vol. 93, No. SM6, pp. 169-193.
- Wissa, A. E. Z., 1961. "A Study of the Effects of Environmental Changes on the Stress-Strain Properties of Kaolinite," S. M. thesis, Department of Civil Engineering, M.I.T., Cambridge, Mass.
- Wolfskill, L. A., y T. W. Lambe, 1967. "Slide in the Siburua Dam," *Proc. ASCE*, Vol. 93, No. SM4, pp. 107-133.
- Zeevaert, L., 1953. "Pore Pressure Measurements to Investigate the Main Source of Subsidence in Mexico City," *Proc. 3rd Inter. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* (Zurich), Vol. II., p. 299

Indice

NOTA. Los números en negritas indican las páginas donde se definen los respectivos conceptos.

A

- AASHO, prueba de compactación, 541
Actividad, 46
Adhesión, 78, 331
Agua, adsorbida, 46, 68, 78, 81
compresibilidad, 416
viscosidad, 280
Agua freática, *ver también* Nivel freático 88
Altura crítica de un talud, 374, 375
Amonton, leyes de, 76
Amortiguamiento, 245
Análisis hidrométrico (sedimentación,) 53
Análisis numérico, 296
Análisis por tamizado, 53
Angulo de fricción interna, 75, 153, 323
a emplear en cálculos de capacidad de carga, 219, 222, 225
a emplear en cálculos de la carga admisible de pilotes, 525
correlación con el índice de plasticidad, 326
correlación con K_0 , 142
en términos de esfuerzos totales, 461
entre minerales, 75, 144-145, 162, 332
final, 158, 332
Hvorslev, 330
influencia de la composición, 160
influencia de la relación de vacíos inicial, 157
influencia de las cargas repetidas, 160
influencia de la temperatura, 333
influencia de la trayectoria de esfuerzos, 159, 324
influencia de la velocidad de carga, 159, 333
influencia del esfuerzo de confinamiento, 153, 162
influencia del esfuerzo principal intermedio, 157, 333
máximo, 158, 331
medida, prueba de corte directo, 134, 156,
para el cálculo de estabilidad de taludes, 208, 372
para el cálculo de estructuras de retención, 179ss, 199
prueba triaxial, 131, 151, 323
residual 158, 332
valores típicos en rellenos, 200
arcilla sobreconsolidada, 329
arcillas normalmente consolidadas, 326
suelos granulares, 161, 163
verdadero, 330
volumen constante, 157
Angulo de reposo, 163, 207
Angulo de resistencia al esfuerzo cortante, 153; *ver también* Angulo de fricción interna.
Arcilla, 53
fisurada, 333, 391, 501
inalterada, 333, 391, 501
muy sensible, 23, 36, 89, 94, 333, 465, 501
sensible, 23, 94, 333, 465, 501
varvada, estratificada, 93, 101
ver también las propiedades individuales
Arcilla azul de Boston, 93, 98, 315, 337, 482
Arcilla de Cambridge, *ver* Arcilla azul de Boston
Arcilla de Londres, 93, 96, 391, 482
Arcilla de Weald, 319, 323, 326, 451, 475, 495
Arcilla estratificada, 93, 101
Arcilla fisurada, fallas en, 391, 501
resistencia a largo plazo 391
resistencia final, 332, 391
Arcilla glacial, 95
Arcilla marina, 93
Arcilla muy sensible, 23, 36, 89, 333, 466, 501
Arcilla sensible, 23, 89, 333, 501
resistencia sin drenaje, 465, 471
Area de contacto, 31, 72, 76, 112, 259
Arena, 53
muy suelta, 465
ver también, Propiedades individuales
Arena movediza, 36, 280
Arqueo, 26, 203
Asentamiento, 35, 214, 228, 400, 513
admisible, 215, 216, 397,
a partir de pruebas de carga, 236, 400
cálculo por la teoría elástica, 229, 239, 515
carga circular, 229, 232
carga rectangular, 231, 247
consolidación, 433, 514
correlación con el número de golpes, 238, 517
debido al colapso por absorción de agua, 401
diferencial, 16, 215, 217, 396
influencia de los movimientos horizontales, 517
influencia del tamaño de la zapata, 238
inicial, 514
observaciones de campo, 236, 517, 535
por el método de la trayectoria de esfuerzos, 232, 514
por el método Skempton-Bjerrum, 516
por el método unidimensional, 402, 516
producido por las vibraciones, 248
total, 3, 15, 216, 396, 514
zapata corrida, 231
Asentamiento admisible, 215, 397
Asentamiento diferencial, 16, 215, 217, 396
Asperezas, 76
Atapulgita, 42, 45
Atracción, *ver también* Fuerza entre partículas
Atterberg, límites de, 45, 94ss; *ver también* Límites de plasticidad
Aumento de la compacidad, 539ss
mediante cargas dinámicas, 243, 248, 270, 540
mediante compactación con rodillos, 540
mediante pilotes, 525
mediante precarga, 18, 404, 539, 544
por descenso del nivel freático, 545

B

- Barras de anclaje, 202
Base granular, 22
Bentonita (montmorillonita sódica), 44
Bloques, bolcos, 53
Boleos, 53
Brucita, 59
Bulbo de presiones, 118, 231, 233,
Bureta, 271

C

- Cajones, 498, 15, 523
 Cálculo de estabilidad, 22, 288, 371ss, 489ss
 ábacos, 390, 491
 dinámica, 243, 251, 507
 en esfuerzos efectivos, 349ss, 371ss, 489, 497ss
 en esfuerzos totales, 489ss, 497ss, método de Bishop, 385
 método de las cuñas deslizantes, 385
 método del círculo de fricción, 371
 método de Morgenstern, 382
 método ordinario de las dovelas, 383
 relación con el ángulo de fricción interna, 207, 372
 relación con la cohesión, 374
 relación con la resistencia al corte sin drenaje, 490
 talud infinito, 206, 252, 371
 tridimensional, 389
 Cálculo su, 464, 72ss, 489
 Canal de flujo, 283
 Canal de Panamá, 23, 26, 88, 320
 Caolinita, 42, 45, 57, 60, 61, 68, 307
 Capacidad de cambio iónico, 66
 Carga, 268
 capilar, 261
 de altura, 269
 de presión, 269, 271, 274
 de velocidad, 269, 273
 piezométrica, 269
 total, 269, 274, 284
 Carga con drenaje, 313, 447ss
 sin drenaje, 413, 447ss
 Carga de sobreconsolidación, 315, 325
 construcción de Casagrande, 315
 influencia sobre K_0 , 318
 influencia sobre la resistencia al esfuerzo cortante sin drenaje, 475
 Carga de velocidad, 269, 273
 Carga muerta, 17
 Carga, sobre una superficie circular, 115, 440
 en faja, 118, 440
 sobre una superficie rectangular, 118
 Cargas sin drenaje, 413, 447, 509ss
 Cargas vivas, 17
 Capacidad de carga, 377, 199, 214, 225, admisible, 211, 215
 capacidad de carga final, 213, 215, 219, 398
 carga excéntrica, 226
 carga inclinada, 226
 carga rápida, (sin drenaje), 511
 con falla local, 213, 215, 223, 400
 deducción a partir de pruebas de carga, 226
 ecuación, 219, 398, 400, 511
 factores, 219, 222, 225, 400, 526
 correlación con el número de golpes en la prueba de penetración estándar, 225
 fórmulas deducidas por tanteo de la superficie de falla, 220, 399, 510
 influencia de la forma, 511
 influencia de la profundidad, 219, 223, 238, 526
 influencia del nivel freático, 398
 influencia del tamaño de la zapata, 238
 relación con el ángulo de fricción interna, 219, 222, 225, 399
 relación con la cohesión, 400
 relación con la resistencia al esfuerzo cortante sin drenaje, 511
 zapatas circulares, 226, 511
 zapatas corridas, 219, 400, 509
 zapatas rectangulares, 226, 511
 Capacidad de carga final, 213, 219, 398
 Capilaridad, 160, 261, 296, 344
 Cavitación, 463
 Cenizas, 200
 Cimentaciones, 374, 211, 395, 405
 aisladas, 15
 constante de muelle o resorte, 247
 desplazamiento dinámico admisible, 243
 fallas, 503, 505, 511
 flotante, 17, 535, 539
 frecuencia natural, 244
 para máquinas, 243, 519
 por placa, 16, 211
 profundidad, 15, 523
 superficiales, 15, 211, 395, 509
ver también Capacidad de carga; Consolidación; Asentamiento
 vuelco de, 215, 217
 Cimentaciones de máquinas, 243, 521
 Cimentaciones flotantes, 17, 535, 539
 Cimentaciones superficiales, 15, 211, 395, 509
 Círculo de Mohr, 120, 152, 180
 Ciudad de México, 16, 28, 93, 102, 325, 436
 Clasificación, 46
 granulométrica, 54
 según el sistema unificado, 47
 según la permeabilidad, 305
 Clorita, 42, 62, 82
 Código de edificación, 211, 219, 532
 Coeficiente de compresibilidad, 169, 337, 404, 429 *ver también* Compresibilidad
 Coeficiente de consolidación, 430
 empleo, *ver* Consolidación
 medida, *ver* Prueba edométrica
 valores típicos, 435
 Coeficiente de consolidación secundaria, 444
 valores típicos, 444
ver también Consolidación secundaria
 Coeficiente de empuje activo, 179, 347
 ábacos y tablas, 180, 192, 193, 194
 ecuación de Coulomb, 193
 influencia de la fricción del muro, 192
 Coeficiente de influencia, asentamientos, 229
 esfuerzos, 117
 Coeficiente de permeabilidad, 267, 299;
ver también Permeabilidad
 Coeficiente de presión lateral, 114, 257
 Coeficiente de presión lateral en reposo, 114, 131, 142, 173, 200; *ver también* K_0 .
 Coeficiente de uniformidad, 44, 160
 Coeficiente de variación de volumen, 170, 337, 404, 430
 Cohesión, 75, 153, 329, 356
 aparente, 160, 334, 359, 365
 empleo en cálculos de capacidad de carga, 400
 empleo en cálculos de estabilidad de taludes, 374ss
 empleo en cálculos de muros, 356
 en arenas, 208
 en términos de esfuerzos totales, 460
 Hvorslev, 330
 influencia de la velocidad de carga, 335
 medida, *ver* Prueba de corte directo, Prueba triaxial
 valores típicos, 329
 verdadera, 75, 82, 330
 Cohesión aparente, 160, 334, 359, 365
 Cohesión, ordenada en el origen, 153, 327, 348, 400
 Compacidad relativa, 43, 248, 542
 correlación con el número de golpes de penetración, 91
 influencia sobre la compresibilidad, 169
 medida, 250
 relación con la licuefacción, 466
 Compactación, 20, 87, 200, 539
 equipo, 540
 humedad óptima, 540
 pruebas, 540
ver también Aumento de compacidad vibratoria, 243, 248, 250
 Composición, influencia sobre la compresibilidad, 169
 influencia sobre el ángulo de fricción, 169
 influencia sobre el módulo, 173
ver también Partícula; Distribución granulométrica de las partículas
 Comprensión isotrópica, 127, 138, 418, 447
 Compresibilidad, 32, 35, 85, 138, 167ss, 265, 314ss, 337ss, 545
 empleo en cálculos de asentamientos, 401ss, 514ss
 empleo en la predicción de presiones intersticiales, 415ss
 influencia de la historia previa de esfuerzos, 315, 366
 influencia del incremento de esfuerzos, 140, 168, 342
 influencia de los ciclos de carga, 168
 influencia del remoldeo, 236, 319, 337, 519
 influencia del tiempo, 140, 169, 317
 medida; *ver* Prueba edométrica; Prueba Triaxial
 sin drenaje, 479
 suelo parcialmente saturado, 459
 valores típicos, arcilla, 342
 suelo granular, 169, 316
ver también Índice de compresibilidad; Módulo; Consolidación secundaria; Deformaciones volumétricas
 vírgen, 315, 337

Compresión con confinamiento, *ver* Estado K_0 , prueba edométrica
 Computadores, 118, 296, 390, 440
 Condiciones al final de la construcción, 492, 500
 Cono, 90
 Consistencia, 91
 Consolidación, 34, 291, 300, 429ss, 449, 459, 476, 505, 514
 analogía, 34, 430
 bidimensional, 430, 442, 513
 carga variable con el tiempo 437
 desfase, 35, 317
 ecuación, 291, 429
 efecto Mandel-Cryer, 440
 en torno a pilotes, 527
 factor de tiempo, 36, 431
 grado de, 432
 pozos drenantes, 442
 prueba, *ver* Prueba edométrica
 radial, 430, 442
 sobrepresión intersticial triangular inicial, 437
 suelo estratificado, 440
 ver también Coeficiente de consolidación
 Consolidación diferida, 441
 instantánea, 441
 primaria, 441
 secundaria, 317, 435, 442, 479, 483
 Consolidación primaria, 441
 Consolidación secundaria, 317, 435, 442, 479, 483
 coeficiente de consolidación secundaria, 444
 Consolidación unidimensional, 131, 314ss, 402ss, 447ss
 Consolidación virgen, 315, 337
 Constante de muelle, 247
 Construcción por etapas, 500
 Contacto entre minerales, 32, 65ss, 75ss
 fricción, 75ss, 144, 162, 332
 Contacto, mineral con mineral, 31, 65ss, 112, 260
 Contenido en sales, 88
 Contracción o retracción, 542
 Contrapresión, 314
 Corte estratigráfico del terreno, 91ss
 Cortes, desmontes, 500; *ver también* Excavaciones entibadas. Taludes
 Corte simple, 136, 174
 Costillas, 201
 Costra superficial, 94
 Coulomb, 187, 193
 Criterio, 28, 114, 199, 228, 248
 Criterio ingenieril, 28, 114, 200, 228, 248
 Cuarzo, 42, 59, 77, 81
 Cucaracha, formación, 23, 320
 Cuña, 184, 207; *ver también* Método de la cuña
 Curva de consolidación, 213, 236, 247

D

Darcy, ley de, 267, 284, 290
 validez de, 267, 280

Deformación, 31, 137, 229, 234, 313, 459
 deformación de las partículas, 31, 137
 flexión de las partículas, 32, 315
 fractura, 31, 137, 139, 168
 permanente, 140
 Deformaciones volumétricas, 138, 403, 416, 447
 durante procesos de corte, 143, 146
 310, 324, 327
 ver también Compresibilidad
 Deformación plana, 136, 223, 320
 Depósitos metálicos, 18, 217, 229, 234, 264, 396, 510, 511, 519
 Desarrollo de enlaces, 78
 Descenso del nivel freático, 17, 404, 539, 546
 Deseccación, 94
 Desfase hidrodinámico, 33, 317; *ver también* Consolidación
 Deslizamiento, 23, 265, 389, 466
 durante terremotos, 27, 506
 fallas a largo plazo, 413, 501
 fallas al final de la construcción, 502
 Deslizamiento intermitente, 79
 Desplazamiento dinámico admisible, 243
 Diagrama, 121, 155, 324
 Diferencia de esfuerzos, 120
 Diferida, consolidación, 137, 317
 piezómetros, 269, 301
 Dilatación, 144; *ver también* Deformaciones volumétricas durante el proceso de corte
 Dinámica, 243ss, 506, 519
 Diseño límite, 177, 206
 Dispersiones, 70; *ver también* Estructura del suelo
 Distorsión angular, 216, 218; *ver también* Asentamiento admisible
 Distribución de esfuerzos, 144, 423
 Distribución granulométrica de partículas, 44, 311
 influencia sobre el ángulo de fricción, 161
 influencia sobre la compresibilidad, 169
 Doble capa, 68
 Dren, 291
 chimenea, 228,
 de arena, 440, 444
 de pie, 228, 295
 para muro de retención, 25, 353
 pozos drenantes, 440
 Drenaje, 25, 291, 504
 Drenes de arena, 440, 545

E

Ebullición, sifonamiento, 33, 279, 314, 545
 Economía, 28
 Ecuación de Boussinesq, resultados basados en la, 114ss
 Ecuaciones diferenciales de equilibrio, 190, 194
 Efectos del tiempo, 88, 140, 169, 317, 469, 482

Electrósmosis, 397, 546
 Empuje activo, 177, 178ss, 199, 347ss, 489, 494
 arqueo, efecto arco, 202
 desplazamiento necesario para el desarrollo del, 180, 199, 347
 estabilidad a largo plazo, 497
 influencia de la fricción del muro, 190, 200
 influencia de la presión intersticial, 348
 influencia de las grietas de tensión, 360, 489
 influencia de la sobrecarga, 187, 193, 350, 489
 método de la cuña, 184, 350
 método de Sokolovski, 190
 orientación de la superficie de falla, 180, 497
 posición de la resultante, 183, 186, 187, 352
 relación con el ángulo de fricción, 179, 192, 193, 194
 relación con la cohesión, 347, 361ss
 relación con la resistencia al esfuerzo cortante sin drenaje, 489
 relleno saturado, 348ss
 ver también Coeficiente de empuje activo
 zonas de Rankine, 180, 219, 223
 Empuje en reposo, 114; *ver también* K_0
 Encaje, 144, 151, 157, 160, 332
 Encaje, 138
 Enlace, en los contactos entre partículas, 75
 de hidrógeno, 58, 68
 de valencia secundaria, 58
 Enlaces de hidrógeno, 58, 68
 Entablado, entibación, 201
 Entumecimiento (*bulking*), 541
 Envejecimiento, 479, 483
 Envoltorio de Mohr, 152
 Equipotencial, 283
 Erosión, 49, 296, 310, 501
 Esferas, elásticas, 137, 140
 rígidas, 137, 143
 Esfuerzo, 111ss
 aplicado al terreno, 199, 211, 215
 causado por la compactación, 541,
 conjugado, 180, 182
 de contacto, 31, 65ss, 75ss, 112, 160, 259
 de corte, 112
 de preconsolidación, 315, 475
 desviador, 120, 132
 efectivo, 35, 257ss
 geostático, 113, 178
 historia de, 91, 315, 340, 422
 horizontal, 114, 178, 526
 intergranular, 260
 lateral, 25, 114, 127, 140, 178, 251, 257, 317, 526,
 normal, 112
 total, 33, 257
 Esfuerzo admisible, *ver* Capacidad de carga
 Esfuerzo desviador, 120, 132
 Esfuerzo principal, 119

- intermedio, 120, 157, 314, 445
 mayor, 119
 menor, 120
- Esfuerzos conjugados, 180, 182
- Esfuerzos efectivos, 35, 257ss, 274, 469
 cálculo de estabilidad en, 489, 497ss
 ecuación, 36
 principio de, 257
 suelo parcialmente saturado, 261, 265
- Esfuerzos laterales, 25, 114, 127, 143,
 178, 151, 257, 265, 317, 526
 relación de, 144, 257
 relación en reposo, 114, 142; *ver también* K_0
- Esfuerzo total, 33, 257
- Esqueleto mineral, 32, 112, 257, 260
 278, 416
- Estabilidad a largo plazo, 371ss, 392,
 492ss
- Estado final, 143, 147
 550 *Estado* K_0 , 181, 349, 402, 447, 469
 influencia sobre la resistencia al esfuerzo cortante sin drenaje, 469
- Estabilización de suelos, 22, 539
- Estribo, 199
- Estructura del suelo, 85, 307, 309, 314,
 315
- Estructura del suelo, 85ss, 309, 319,
 343, 542ss
 dispersa, 70, 85, 89
 en castillo de naipes, 70
 floculada, 70, 85, 89
- Estructuras de retención, 24, 177ss,
 347ss, 489ss
 arqueo, 203
 de gravedad, 24, 177, 228, 348, 495
 en ménsula, 200
 excavación apuntalada, 22, 200ss
 importancia del drenaje, 25, 353
 relleno cohesivo, 356ss
 tablestacado, 21, 201, 206, 285, 287,
 295
 tablestacado anclado, 24, 200, 206,
 285, 365
ver también Empuje activo; Empuje pasivo
- Estructuras subterráneas, 24
- Excavación, 22, 177, 201, 425, 500
 estabilidad, 517
 levantamiento, 518
- Excavación apuntalada, 22, 200
 distribución de esfuerzos, 202
 fallas, 205
ver también empuje activo
- Expansión, 20, 32
- Expansión, 19, 32, 274; *ver también*
 Hinchamiento
- Experiencia, 28
- Exploración, 28, 89ss
 geofísica, 89
 perfiles típicos del suelo, 94ss
 prueba de veleta o molinete, 93, 451
 resistencia a la penetración, 89, 136,
 401 474, 517
 sondeos, 89
 toma de muestras, 89, 135, 472, 487
- Exploración del suelo, 89
- Explosiones, 26
- F**
- Factor A, 417, 420, 422, 452
 Factor B, 417, 418, 419, 426
 Factor de fluencia, 155, 219
 Factor de forma, 284
 Factor de seguridad, cimentaciones, 214,
 225, 509, 531
 muros de gravedad, 199
 taludes, 208, 375, 382, 490, 500
- Factor de tiempo, *ver* Consolidación
- Falla general por corte, 213
- Falla local, 213, 223, 400
- Falla por punzonamiento, 213, 223
- Falla progresiva, 392
- Falla de terraplenes, 503
- Fallas o roturas, presas, 466, 503
 cimentaciones, 511
 excavaciones, 501
 rellenos, 505
 taludes, 390, 501
 terraplenes, 503
- Fase intersticial, 33
- Filtro, 20, 296, 310ss
 especificaciones, 311
 manto aguas abajo, 311
- Fluido intersticial, 33
 cavitación, 463
- Flujo, capilar, 296
 confinado, 285
 no confinado, 285
ver también Filtración
- Flujo, métodos analógicos, 296
 análisis numérico, 296
 a través de una presa de tierra, 288,
 295
 bajo una presa de concreto, 287
 bajo un tablestacado, 285
 bidimensional, 283
 ecuación básica, 290
 establecido, 291 503
 fuerza, 277, 348, 373
 gasto, 284, 288
 influencia sobre el empuje activo,
 353ss
 influencia sobre la estabilidad, 371ss
 laminar, 280
 métodos analíticos, 295
 no establecido, 291
 pruebas en modelo, 296
 suelo anisótropo, 293
 suelo no homogéneo, 292
 turbulento, 280
 unidimensional, 267ss, 283
 velocidad, 268, 271, 432
- Flujo plástico contenido, 213
- Flujo turbulento, 280
- Floculación, 70
 contacto borde-cara, 70
 tipo salino, 70
ver también Estructura del suelo
- Fractura, aplastamiento, 31, 137, 139,
 151, 158, 160, 168, 259, 315
- Frecuencia natural, 244
- Fricción, 75ss, 151
 de rodadura, 79
 dinámica, 79
- Fricción del muro, 189, 200
 ángulo de, 181, 190
- Fricción lateral, 131
- Fricción negativa en pilotes, 532
- Fuerza de atracción, 69, 317
 de filtración, 277 348, 373
 de inercia, 243, 507
 de repulsión, 69
 de valencia secundaria, 58, 69
 de van der Waals, 68, 69
 empuje de Arquímedes, 277
 entre partículas, 31, 65ss, 113, 259
- Fuerza de inercia, 243, 249, 507
- Fuerza de valencia secundaria, 58, 70
- Fuerza sísmica, 252, 507
- Fugas a través de las pantallas, 286
 a través de las presas, 288, 295
- G**
- Gaillard, corte, 23
- Geología, 28, 93
- Gibbsita, 59
- Gradiente, 36, 267
 crítico, 279
 deducido de redes de flujo, 285, 288
 de entrada, 280
 de salida, 286, 288, 296
- Gradiente crítico, 279
- Gradiente de salida, 286, 288, 296
- Grado de saturación, 33, 41, 261, 265,
 335
 influencia sobre la compresibilidad,
 459
 influencia sobre la permeabilidad, 310
 influencia sobre las presiones intersticiales, 261
 influencia sobre la resistencia sin drenaje, 460
 relación con los esfuerzos efectivos,
 261, 262
- Granulometría. clasificación basada en,
 44, 53
 curvas granulométricas, 44
 influencia en el ángulo de fricción, 160
 influencia en la capilaridad, 262
 influencia en la permeabilidad, 308
ver también Partículas
- Grava, 53
- Grietas de tensión 361, 418, 489
- H**
- Haloisita, 42, 57, 61
- Hazen, ecuación de, 308
- Helada, 27, 49, 219
- Histéresis, 138, 247
- Historia de esfuerzos, 91, 315, 340, 422
- Hundimiento, 28, 139, 251, 407, 436
- Humedad, 41
 influencia sobre la resistencia sin drenaje, 453
 óptima, 540

Humedad óptima, 540
Hvorslev, parámetros de, 330

I

Ilita, 42, 45, 57, 62, 68, 95
Índice de compresibilidad, 170, 337, 341, 404
 correlación con el límite líquido, 337
Índice de fluidez, 45
Índice de hinchamiento o expansión, 340
 correlación con el límite líquido, 343
 valores típicos, 341
Índice de liquidez, 45, 94
Índice de plasticidad, 45
 correlación con el ángulo de fricción, 326
 correlación con K_0 , 318
 correlación con la resistencia sin drenaje, 476,
Índice de tenacidad, 45
 cálculo de estabilidad a partir del, 489, 497ss
 relación con la resistencia sin drenaje, 457, 460, 464
Índices de fluidez, 45
 de liquidez, 45
 de plasticidad, 45
 de tenacidad, 45
Influencia de las sobrecargas, 188, 193
 deformación necesaria, 180, 347, 360
 influencia de la fricción del muro, 192
 método de la cuña, 188, 357
 método de Sokolovski, 192
 relación con el ángulo de fricción, 179, 193
 relación con la cohesión, 356ss
 relación con la resistencia sin drenaje, 490
 sin drenaje, 492
 ver también Coeficiente de empuje pasivo
 zonas de Rankine, 180, 219, 223
Interacción física, 33, 255
Interacción química, 32, 255
Interacción suelo-estructura, 24
Intersticios, 33
Iones de cambio, 66

J

Jaky, ecuación de, 142

K

Kawasaki, 262, 276, 344, 482
 K_0 , 114, 127, 131, 142, 173, 200, 317,
 correlación con el ángulo de fricción, 142, 319
 influencia de la carga de sobreconsolidación 142, 318
 valores típicos para arcillas normalmente consolidadas, 318
 para arenas, 143

Kotter, ecuación de, 31, 190, 222
Kozeny-Carman, ecuación de, 305
Kozeny, ecuación de, 295

L

Lagunillas, 344, 405, 407, 426, 482
Laminar, flujo, 280, 290
Laplace, ecuación de, 292, 294
Largueros, 201
Lavado (lixiviación), 23, 88
Levantamiento o bufamiento, 19, 404, 407
 debido a la excavación, 518
 debido a la helada, 27, 49
 debido a variaciones de nivel freático, 404
 ver también Expansividad
Licuefacción, 251, 466, 469, 507, 519
Límite de contracción, 45
Límite líquido, 45
 correlación con el índice de compresibilidad, 337
 correlación con el índice de expansión, 343
Límite plástico, 45
Límites, líquido, 45
 de contracción o retracción, 45
 plástico, 45
Limo, 53, 79; *ver también* Las propiedades individuales
Línea A, 49
Línea de flujo, 283
Línea K_f , 155, 323
Línea K_0 , 127, 317
Loess, 305
Lutita, *ver también* Arcilla fisurada

M

Material elastoplástico, 211
Material rígido-plástico, 194
Materia orgánica, 80
Mecánica de equilibrio límite, 177, 194, 206, 376, 507
Mecánica de sistemas de partículas, 31
Medidas de campo, 202, 517, 537, 546
Meteorización, 58, 86, 94, 375
 física, 86
 química, 86
 ver también Suelos residuales, 262, 440
Método C, ϕ , 376ss, 489, 497ss
Método cu, ϕ_u , 492, 500
Método de la cuña, 184, 190, 219, 350, 357, 475, 510
Método de las dovelas, 490ss,
 Bishop, 385
 Morgenstern, 382
 ordinario, 383
Método de la trayectoria de esfuerzos, 232
 elección del punto promedio, 230, 233, 514
 en el cálculo de asentamientos, 230, 514
 en problemas dinámicos

Método del círculo de fricción, 377
Métodos de ajuste, 434
Método sueco, 383
Mica, 313
Microscopio electrónico, 54, 332
Módulo, 165
 con confinamiento, 167
 de deformación volumétrica, 167
 empleado para el cálculo de asentamientos, 229, 234, 239, 515
 empleado para el dimensionamiento de cimentaciones de máquinas, 247, 521
 influencia del incremento de esfuerzos, 143, 172
 relación con la velocidad de las ondas, 167, 479
 secante, 165, 480
 tangente, 165, 480
 ver también compresibilidad; Módulo de deformación tangencial; Módulo de Young
Módulo de confinamiento, 167, *ver también* Compresibilidad; Módulo de deformación volumétrica.
Módulo de deformación volumétrica, 167; *ver también* Deformaciones volumétricas
Módulo de Young, 165, 343, 459, 479, 480ss,
 correlación con la resistencia sin drenaje, 487
 empleo en el cálculo de asentamientos, 229, 234, 239, 512, 515,
 influencia de la carga de consolidación, 172, 343, 480
 influencia de la perturbación, 236, 343, 486
 influencia de las cargas repetidas, 173, 482
 influencia de la trayectoria de esfuerzos, 174, 344, 485
 influencia de la velocidad de carga, 483
 medida, 172
 relación entre los módulos con y sin drenaje, 459
 valores típicos para arcillas, 482
 para minerales, 174
 para suelos granulares, 173
Módulo secante, 165
Módulo tangencial, 165, 174, 247, 459, 479
 a utilizar en el cálculo de cimentaciones de máquinas, 17, 247, 520
 influencia de la relación de vacíos, 479
 influencia del esfuerzo de consolidación, 174, 479
 medida en el laboratorio, 174
 valores típicos, 172, 175
Módulo tangente, 165, 480
Mohr-Coulomb, criterio de falla, 151, 497
Montmorillonita, 18, 42, 45, 54, 62, 68, 259, 309, 325
Morrenas, 93
Moscovita, 42, 60, 62, 82
Muerto, macizo de anclaje, 25, 206
Muro de gravedad, 24, 177, 198, 228

critérios de proyecto, 177, 198
ver también Empuje activo; Coeficiente de empuje activo
 Muro perimetral de sótano, 200

N

Nivel freático, 257, 264, 277
 Nivel freático, 88, 257, 353
 abatimiento del, 88, 404, 407, 415, 437, 537, 545
 influencia sobre la capacidad de carga, 398
 influencia sobre la estabilidad, 373
 influencia sobre los asentamientos, 404, 407
 Núcleo, 19, 280, 386
 Número de golpes en la prueba de penetración, 90
 correlación con el ángulo de fricción, 162
 correlación con la capacidad de carga, 225
 correlación con la compacidad relativa, 91
 correlación con la resistencia al esfuerzo cortante sin drenaje, 91, 475
 correlación con los asentamientos, 237, 517

O

Olcoductos, 25

P

Pantalla, 287
 Partícula, 53ss
 carga de, 58, 65
 equidimensional, 53, 79
 flexión, 32, 315
 forma, 53
 laminar, 57, 61, 81, 292, 313
 orgánica, 57
 orientación, 71, 85, 309, 319, 343, 542
 redondez, 58, 161
 separación, 71, 296
 tamaño, 53, 113, 262; *ver también* Granulometría
 Pasivo, empuje, 177, 178ss, 200, 347ss, 490
 Pavimentos, 21, 28
 Pavimentos de carretera, 21
 Perfil estratigráfico de depósitos de suelo, 94ss
 Perforación previa, 18
 Permeabilidad, 20, 33, 35, 85, 267, 299ss, 436, 544
 absoluta, 305
 efectiva, 293
 empleo en el proyecto de filtros, 310ss
 horizontal, 292
 influencia de la composición, 309.

influencia de la estructura, 307, 309, 310
 influencia de la relación de vacíos, 305
 influencia del grado de saturación, 310
 influencia del permeámetro, 305
 influencia del tamaño de las partículas, 308
 medida, prueba de carga constante, 299
 prueba de carga variable, 299
 prueba *in situ*, 304
 relación con el coeficiente de consolidación, 300, 430, 436
 valores típicos, arcillas, 304
 depósitos diversos, 305
 suelos compactados, 309, 543
 suelos granulares, 304, 308, 311
 Permeámetro, 271, 273
 carga constante, 301
 carga variable, 300
 $\phi = 0$, concepto, 457, 461, 464, 477, 489, 497
 Perturbación, 85, 89, 236, 319, 337, 472, 475, 486, 519
 por la hinca de pilotes, 527
 Peso específico, 41, 113, 265
 seco, 41
 sumergido, 42, 279, 348, 371
 total, 41
 Peso específico relativo, 42
 de minerales, 42
 Peso específico seco, 41
 máximo, 43, 250, 540
 mínimo, 43
ver también Compacidad relativa; Densidad. Relación de vacíos
 Pie de enrocamiento, 139, 164, 208
 Piedras porosas, 271
 Piezómetros, 269, 277, 302, 423, 425, 426; de Casagrande, 271
 Piezómetro de Casagrande, 271
 Pilotes, 15, 523ss
 capacidad de carga, 524ss
 colados *in situ*, 18, 524
 columna, 18, 523
 compactación mediante, 526
 de fricción, 18, 223, 523
 efecto de grupo, 532
 efecto sobre estructuras próximas, 18, 533
 fórmulas dinámicas, 530
 fricción negativa, 532
 hinca, 18, 523, 528ss
 inclinados, 25
 prefabricados, 18, 524
 pruebas de carga, 18, 523
 relación con el ángulo de fricción, 525
 remoldeo por, 527
 resistencia por el fuste, 525
 resistencia por la punta, 524
 Pilotes de fricción, 18, 223, 523
 Pirofilita, 42, 60, 61
 Placa de cimentación, 16, 211
 Plano de falla, 332
 Poiseuille, ley de, 301
 Poisson, módulo de, 165, 248, 250, 459, 521

carga sin drenaje, 459, 479
 para el cálculo de asentamientos, 231, 515
 valores típicos para minerales, 174
 para suelos, 174, 343
 Polígono de fuerzas, 186
 Polo, 121, 182
 Porosidad, 42; *ver también* Relación de vacíos
 Pozos, 262, 440
 Precarga, 18, 404, 423, 539, 544
 Presa, 19, 89, 139, 211, 287, 502
 enrocamiento, 139, 160, 208
ver también Presa de tierra; taludes
 Presa de enrocamiento, 139, 163, 208
 Presa de tierra, 19, 139, 288, 295, 543
 estabilidad a largo plazo, 503
 fallas, 466, 503
 homogéneas, 20
 influencia de los terremotos, 243, 506
 presiones intersticiales durante la construcción, 503
 sección graduada, 20
 vaciado rápido, 502, 504ss
ver también Flujo; Cálculo de estabilidad
 Presión capilar, 270, 426
 de confinamiento, 132, 153
 subpresión, 288
ver también Presiones intersticiales; Esfuerzos; Presión de contacto, 31
 65ss, 75ss, 112, 160, 259
 Presiones geostáticas, 113, 178
 Presión intersticial o de poro, 33, 88, 257, 259, 262, 413
 estática, 413
 medida, 269, 271, 426, 450
in situ, 271, 423, 500, 517
 prueba edométrica, 271
 prueba triaxial, 270
 negativa, 262, 270, 273, 421, 458, 463
 parámetro A, 417, 420, 423, 452
 parámetro B, 417, 418, 421, 426
 parámetros, 414, 417, 421
 régimen establecido, 413
 sobrepresión, 413, 431, 447, 452, 476, 542
 bajo cimentación, 443, 505, 517, 535
 en excavaciones, 424, 501, 520
 en presas, 502
 suelos parcialmente saturados, 426
 Presión intersticial periférica, 277, 348, 372
 Presión osmótica, 259
 Préstamos, 19, 87, 540
 Proctor, prueba de compactación, 540
 Propiedades, *ver* Coeficiente de Consolidación; Cohesión; Compresibilidad; Fricción; K_0 ; Permeabilidad; Módulo de Poisson; Módulo de deformación tangencial; Resistencia al corte sin drenaje; Módulo de Young
 bombeo, 262, 404, 407, 435
 Prueba a volumen constante, 157
 Prueba de compresión cilíndrica, 132; *ver también* Prueba triaxial

Prueba de compresión simple, 449, 474
 Prueba de consolidación, 131, 296, 416, 447
 de esfuerzos, 119
 empleada para medir el coeficiente de consolidación, 191, 434
 empleada para medir la compresibilidad, 138, 314
 medida de K_0 , 131, 133
 trayectoria de esfuerzos, 127, 132, 318, 448
 Prueba de corte directo, 80, 134, 147, 156, 320, 331, 449
 Prueba de veleta o de molinete, 93, 475
 Prueba estándar de penetración, 90, 237, 401, 475, 517
 Prueba, Límites de Atterberg, 45
 clasificación, 46
ver también Compactación; Prueba de corte directo; Prueba de Consolidación; Permeámetro; Prueba triaxial
 Pruebas a escala natural, cimentaciones, 236, 243
 muros de retención, 184, 192, 202
 pilotes, 526, 531, 533
ver también Fallas; Medidas *in situ*
 Pruebas de campo, pruebas de carga, pilotes, 526, 531, 533
 cimentaciones superficiales, 91, 226, 236, 248
 permeabilidad, 302
 Pruebas de carga, 91, 226, 236, 248, 400
 sobre pilotes, 526, 531
 Pruebas de deformación plana, 135, 159, 181
 Pruebas de identificación, 45
 Pruebas en modelos, efectos de los terremotos, 252
 con cilindros de aluminio, 178, 205, 213
 flujo, 296
 muros de retención, 178, 205
 zapatas, 213, 222, 226, 234
 Prueba triaxial, 132, 151, 321, 344, 418, 440, 448
 compresión isotrópica, 132, 142
 con consolidación sin drenaje, 449, 475
 con consolidación y drenaje, 323, 449
 del cambio de volumen, 133, 138
 empleo para la medida de la resistencia, 151, 321, 323, 449, 475
 empleo para medir la compresibilidad, 133
 equipo, 134
 estándar, 133, 151, 321, 323
 medida de la presión intersticial, 270
 sin consolidación ni drenaje, 449, 457, 475
 trayectoria de esfuerzos, 126, 132, 134, 143
 vacío, 133
 Puntuales, 201
 Punto de contacto, 31, 76, 79, 112, 151
 Punto promedio, 230, 233, 239, 403, 514; *ver también* Método de la trayectoria de esfuerzos

Punto representativo de los esfuerzos, 121

R

Rankine, 178, 187, 219, 223
 Rayos X, técnica de, 332
 Razón de sobreconsolidación, 315, 325, 343, 453, 482
 relación con *su/oc*, 475
 Recuperación de terrenos marinos, 20
 Red de flujo, 283ss
 caudal, 284
 empleo en análisis de estabilidad, 290, 354, 355
 gradiente, 285ss
 representación gráfica, 294
 Relación de vacíos, 41
 crítica, 466
 influencia sobre el ángulo de fricción, 157
 influencia sobre el módulo de deformación tangencial, 479
 influencia sobre la permeabilidad, 305
 Relaciones esfuerzo-deformación, 32, 137,ss, 165ss, 194, 313ss, 337ss, 447ss, 479ss, 543
 ciclos sucesivos de carga, 189, 140, 150, 168, 173, 340
 descarga, 140, 150, 189, 297, 321
 en compresión confinada 138, 167ss, 314ss, 337ss, 447ss
 en corte directo, 150
 módulo de Young, 165, 343, 459, 474, 480ss
 prueba triaxial, 142, 172ss, 319, 343ss, 448ss, 480ss
 volumétricas, 138, 167
ver también Compresibilidad; Módulo de Poisson; Módulo de deformación tangencial
 Relación de vacíos crítica, 467
 Relleno, 26, 177, 200, 206
 arcilloso, 358
 compactación del, 200
 drenaje, 343
 empleo de cenizas, 200
 Relleno, 19, 87, 163, 262, 404, 505, 518, 532
 compactado, 20
 hidráulico, 20
 Relleno hidráulico, 20
 Remoldeo, 85, 448, 527; *ver también* Perturbación
 Repulsión, 69
 Resistencia, 32, 151ss, 323ss, 450ss, 463ss, 544
 a compresión simple, 91, 143
 al aplastamiento, 259
 a largo plazo, 23, 333, 392
 concepto $\phi = 0$, 457
 con drenaje, 323, 450ss
 final, 147, 158, 320, 331, 391
 relación con la humedad, 324, 327, 453
 relación con los esfuerzos totales, 457
 residual, 158, 320, 331

sin drenaje, 450ss, 463ss
ver también Cohesión; Angulo de fricción; Angulo de fricción sin drenaje, Resistencia sin drenaje
 Resistencia a compresión simple, 91, 143, 475; *ver también* Resistencia al esfuerzo cortante sin drenaje
 Resistencia a la penetración, 90, 401, 479
 correlación con el ángulo de fricción, 162
 correlación con la capacidad de carga, 225
 correlación con la compacidad relativa, 91
 correlación con la resistencia sin drenaje, 91, 475
 Resistencia al esfuerzo cortante, 18, 32, 143, 151ss, 279ss, 450ss, 463ss
ver también Cohesión; Angulo de fricción; Resistencia sin drenaje
 Resistencia final, 147, 158, 320, 331, 391
 Resistencia residual, 158, 320, 331
 Resistencia sin drenaje, 450ss, 463ss
 arenas saturadas, 463
 concepto $\phi = 0$, 457, 460, 464
 correlación con el límite de plasticidad, 475
 correlación con la resistencia a la penetración, 91, 475
 empleo en cálculos de capacidad de carga final, 511
 empleo en cálculos de estabilidad, 490
 empleo en el cálculo de la capacidad de carga de pilotes, 525
 empleo en el cálculo de muros de retención, 489, 495
 influencia de la historia de esfuerzos, 450
 influencia de la humedad, 454
 influencia de las cargas repetidas, 469, 507
 influencia de la temperatura, 469
 influencia de la trayectoria de esfuerzos, 463, 469
 influencia de la velocidad de carga, 469
 influencia de las vibraciones, 469
 influencia del esfuerzo de confinamiento, 451, 469, 475
 influencia del esfuerzo principal intermedio, 469
 influencia del remoldeo, 89, 472, 475
 medida, prueba de corte directo, 450
 prueba triaxial, 449, 475
 relación con el esfuerzo de consolidación, 450, 471, 475
 relación con los esfuerzos totales, 457, 461, 464
 suelos parcialmente saturados, 461
 valores normales en suelos normalmente consolidados, 475
 en suelos sobreconsolidados, 475
 Resonancia, 245
 Reynolds, número de, 279
 Rodillo de pata de cabra, 540
 liso, 540
 vibratorio, 250, 540

- Rotura por fractura de las partículas, 139
- Rugosidad superficial, 77, 80
- S**
- Sección transformada, 276
- Sensibilidad, 472, 545
- Silicatos, 57, 63
- Sistema de varias fases, 33
- Sistema unificado de clasificación de suelos, 48
- Sobrecarga, 545
- Sobrepresión intersticial, 413, 431, 447, 452, 477, 541
- Sokolovski, método de, 190, 192, 193, 196, 222
- Soldadura en frío, 78
- Sondeo, 89
- Subpresión, 288
- Subrasante, 22, 539
- Suelo, compactado, 87, 539ss
- estratificado, 309
- orgánico, 57, 317
- residual, 86
- saturado, 33
- sedimentario, 86
- Suelo parcialmente saturado, 260, 265, 335, 426, 459ss, 492,
- compresibilidad, 459
- resistencia, 316, 460
- Suelo residual, 86, 93, 105
- Suelo sedimentario, 86
- deposición, 70, 86, 114, 292
- Suelos normalmente consolidados, 88, 91, 319, 323, 360, 450, 475, 482
- ver también* Propiedades
- Suelo sobreconsolidado, 88, 91, 319, 325, 450, 475; *ver también* Las propiedades individuales
- Suelos susceptibles de colapso, 401, 422
- Superficie de deslizamiento, 155, 180, 183, 175, 498
- Superficie de falla, 152, 155, 184, 193, 288, 351, 497
- circular, 376
- observada, 155, 498
- teórica, 155, 180, 497
- Superficie de rodamiento, 22
- Superficie específica, 65
- Sustitución isomorfa, 58, 64
- T**
- Tablestacado anclado, 24, 199, 200, 206, 285, 359,
- distribución de esfuerzos, 206
- profundidad de empotramiento, 25
- ver también* Estructuras de retención
- Tablestacadas, 21, 201, 206, 285, 295
- empleadas como pantalla, 287
- 552 Taludes, 22, 206ss, 251, 371ss, 489ss
- diseño, 208, 391
- estabilidad a largo plazo, 371ss, 392, 500
- estabilidad al final de la construcción, 500, 502
- estabilidad dinámica, 243, 251, 506
- fallas, 401
- presas, 502
- trincheras, 500
- ver también*, Cálculo de estabilidad
- Taludes naturales, 500, 506
- Talud infinito, 207, 252, 352
- cálculo dinámico, 252
- en arcilla, 373
- sujeto a flujo de agua, 372
- sumergido, 371
- Temperatura, 70, 89, 315
- influencia sobre el ángulo de fricción, 333
- influencia sobre la resistencia sin drenaje, 469
- Tensión capilar 334, 358, 366, 401
- Tensión superficial, 261
- Teoría de la elasticidad, 114, 165, 228, 247, 512, 515
- Teoría elástica, 114, 165, 228, 247, 306, 515
- Terraplén, 18, 211, 502
- Terremotos, 27, 243, 251, 469
- fallas de cimentaciones, 521
- fallas de taludes, 27, 506
- Tixotropía, 333, 482
- Toma de muestras, 89, 236, 487
- inalteradas, 89, 472
- penetrómetro estándar, 90
- Tortuosidad, 268, 309
- Trayectoria de esfuerzos, 126
- bajo cimentaciones, 223, 224, 512, 517
- efectiva, 313, 453
- en estados de carga sin drenaje, 420, 448, 450
- en la prueba de consolidación, 127, 132, 318, 448
- en la prueba de corte directo, 132
- en la prueba triaxial, 126, 132, 135, 144, 147, 420, 450
- en muros de retención, 28, 348, 493
- influencia sobre el ángulo de fricción, 159, 324
- influencia sobre el módulo, 174, 459, 485
- influencia sobre la resistencia sin drenaje, 453, 479
- totales, 313
- Trayectoria de esfuerzos efectivos, 313
- bajo carga sin drenaje, 420, 448, 451, 453
- Tubificación 288, 503
- Túneles, 24
- V**
- Vaciado rápido, 489, 502, 504
- Velocidad de consolidación, *ver* Consolidación
- Velocidad de descarga, 268, 271
- Velocidad de descarga, método, 268, 271
- filtración, 268, 271
- Velocidad de dilatación, 167, 172, 479
- Velocidad de flujo, 252; *ver también* Velocidad del agua
- Velocidades de las ondas, 167, 172, 479
- de dilatación, 167, 172, 479
- de propagación sobre una barra, 167, 172, 479
- relación con el módulo, 167, 479
- tangenciales, 167, 172, 175, 247, 479
- Velocidad de propagación de las ondas, 167, *ver también*
- Velocidad de las ondas
- Vermiculita, 62
- Vibraciones, 26, 160, 243ss, 530
- asentamientos por, 243, 248
- de cimentaciones de máquinas, 243, 248
- empleo en la compactación, 243, 250, 540
- Vibroflotación, 248
- Voladuras, 243
- Vuelco, 199, 215, 217
- Z**
- Zapatas, 15, 211ss, 395ss, 509ss
- circulares, 226, 511
- corridas, 211, 219, 231, 400, 509
- esfuerzo sobre, 232
- flexibles, 228
- rectangulares, 226, 231, 511
- ver también* Capacidad de carga; Cimentaciones; Asentamiento
- Zapatas aisladas, 15
- Zapatas corridas, 211, 219, 231, 509