

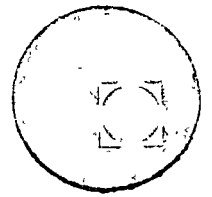
PROYECTO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES

FECHA	T E M A	PROFESOR
Agosto 25/75	Tema I Tipos de cimentación y sus aplicaciones.	Ing. Enrique Tamez G. Ing. Luis Ayestarán R.
Agosto 27 y 29	Tema II Conceptos Fundamentales de Mecánica de Suelos y de Rocas.	Ing. Alfonso Rico R.
Sept. 3 y 5	Tema III Métodos para estimar la capacidad de carga de cimentaciones superficiales.	Ing. Juan J. Schmitter
Sept. 8, 10, y 12	Tema IV Asentamiento de cimentaciones superficiales.	Ing. Guillermo Springall
Sept. 17 y 19	Tema V Construcción y Control.	Ing. Luis B. Rodríguez
Sept. 22 y 24	Tema VI Diseño Estructural.	Ing. Fernando Ramiro Lalana





centro de educación continua
 división de estudios superiores
 facultad de ingeniería, unam



PROYECTO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES

" DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES SOMERAS "

ING. ENRIQUE TAMEZ.

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES SOMERAS ,

INTRODUCCION.

Se entiende por cimentación somera, aquella cuya profundidad de desplante es menor de unas tres veces su ancho. En realidad las cimentaciones sómeras raras veces llegan a alcanzar esta profundidad. A este grupo pertenecen las zapatas, aisladas o continuas; las losas planas o nervuradas y los cajones, los cuales, con frecuencia, constituyen los sótanos de edificios.

El diseño de una cimentación somera consiste básicamente en elegir el tipo de cimiento, determinar las dimensiones del área de contacto entre el cimiento y el terreno y efectuar el diseño estructural. Finalmente, debe establecerse el procedimiento a seguir para realizar la construcción de esa cimentación, ya que tanto el diseño como el funcionamiento de la misma pueden ser afectados importantemente por las operaciones de construcción.

La elección del tipo de cimiento y de sus dimensiones se hacen en función de la estatigrafía y las propiedades mecánicas del terreno, así como, de la magnitud de las cargas que la estructura transmite a éste a través de los elementos que constituyen la cimentación. Por ello, la elección y dimensiones del cimiento deben ser tales que satisfagan los siguientes requisitos generales:

a) Los esfuerzos cortantes que la cimentación induzca en el terreno, deben ser siempre menores que los que éste es capaz de soportar con un cierto margen de seguridad. Esto implica la necesidad de estimar la capacidad de carga del terreno que se encuentra bajo la cimentación de que se trate, la cual es función, entre otros factores, de la resistencia al corte de dicho terreno.

b) Los asentamientos de la estructura, producidos por la deformación del terreno bajo la acción de los esfuerzos que le impone la cimentación, no deberán exceder de un límite tolerable para la propia estructura, así como para las estructuras vecinas. Este límite puede variar desde unos cuantos milímetros, como es el caso de la cimentación de turbinas de vapor u otras máquinas que no toleran desniveles, hasta 10 o más centímetros como en el caso de edificios de estructura rígida en suelos blandos de la Ciudad de México. Esto implica la necesidad de conocer la magnitud de los asentamientos que sufrirá la cimentación elegida, por lo cual se requiere conocer la compresibilidad de los suelos y rocas que se encuentran bajo la cimentación, así como la magnitud de los esfuerzos que ésta induce en el terreno.

c) Una vez elegido el tipo de cimentación y sus dimensiones adecuadas para satisfacer los dos requisitos anteriores, es indispensable que la construcción se realice de manera que no se alteren las propiedades mecánicas naturales del suelo y no se produzcan en éste deformaciones

3)

de expansión o asentamientos durante la construcción, o bien deslizamiento de los taludes o el fondo de la excavación, que puedan perjudicar al comportamiento de la cimentación o causar daños a las estructuras vecinas. Además, debe asegurarse la integridad estructural de todos los elementos de la cimentación.

Estos tres requisitos deben ser satisfechos por cualquier cimentación, incluyendo los cimientos profundos que transmiten su carga a estratos profundos del terreno.

Es fácil ver entonces que no pueden establecerse recetas simples de carácter general, para escoger el tipo de cimentación y sus dimensiones. Sin embargo, es lógico pensar que las zapatas aisladas encontrarán su aplicación cuando se trate de rocas o suelos de alta resistencia y de baja compresibilidad, aún para cargas de gran magnitud; pero pueden ser también aplicables al caso de cargas pequeñas y suelos de menor resistencia y mayor compresibilidad. Es también lógico que, a medida que crezca la magnitud de la carga y disminuya la resistencia del suelo, será necesario aumentar el área de contacto entre terreno y cimiento, pasando así gradualmente a las zapatas corridas, después a las retículas de zapatas corridas y así hasta llegar a la losa corrida cuya área de contacto con el terreno podrá ser igual o mayor que el área de la estructura misma. Desde luego que la losa en cuestión puede tener una solución estructural del tipo de la conocida como losa plana o bien, puede estar apoyada en una retícula de trabes y, en ocasiones, la losa es sustituida por cascarones cilíndricos, o

de otra forma geométrica, siendo los cilíndricos los más comunmente em
pleados y que se apoyan así mismo en una retícula de trabes.

A medida que los suelos bajo una losa de cimentación son más compresibles se hace necesario disminuir la magnitud de los esfuerzos transmitidos al terreno a fin de reducir los asentamientos producidos. Tal reduc
ción de esfuerzos se logra excavando un cierto volumen de tierra y cons
truyendo en su lugar un cajón de cimentación que no es otra cosa que una losa de cualquier tipo limitada por muros perimetrales. Cuando el peso de la tierra desalojada por el cajón de cimentación, es igual al peso total de la estructura, incluyendo el del cajón, se tiene lo que se llama una ci
mentación totalmente "compensada". Teóricamente, en estas condiciones no se incrementan los esfuerzos que originalmente existían en la masa de suelo y, por lo tanto, no habrá asentamiento. Pero, si el peso del terre
no desalojado por el cajón fuera menor que el de la estructura y su cimen
tación, se tendría la cimentación "parcialmente compensada", en cuyo ca
so se producirán asentamientos cuya magnitud dependerá de la diferencia entre el peso total de la estructura y el de la tierra desalojada. Si por el contrario, el peso de la tierra desalojada es mayor que el de la estructura, se tendrá la cimentación "sobrecompensada", en cuyo caso el terreno su
frirá expansiones cuya magnitud dependerá de la sobrecompensación neta y de la expansibilidad del suelo.

En resumen, puede decirse que para elegir el tipo más adecuado de cimen
tación y establecer sus dimensiones y profundidad de desplante, así como sus procedimientos de construcción, es necesario conocer la estatigrafía -

dél terreno en profundidad y extensión, la resistencia al corte, la compresibilidad y la permeabilidad de cada uno de los estratos, así como la posición del nivel freático y sus posibles variaciones estacionales. Esta información, obtenida a partir de muestras del terreno recuperadas en perforaciones de exploración y sometidas a ensayos de laboratorio, permitirá estimar la capacidad de carga y el asentamiento de diferentes alternativas de solución, entre las cuales el ingeniero debe elegir la que mejor satisfaga los requisitos de seguridad y economía.

Los procedimientos de exploración, los ensayos de laboratorio pertinentes, los métodos para la estimación de la capacidad de carga y el asentamiento, los métodos de diseño estructural y los problemas que plantea la construcción de las cimentaciones someras serán motivo de discusión en el presente curso.

CIMENTACIONES SUPERFICIALES

PROBLEMA 1

En la Fig. 1 se muestra una vista en planta de un edificio que se va a construir para una pequeña planta de calderas. Se muestra también en la Fig. las zapatas existentes de dos edificios cercanos.

La carga viva se debe principalmente a una carga en la losa de techo para futura maquinaria, que será instalada.

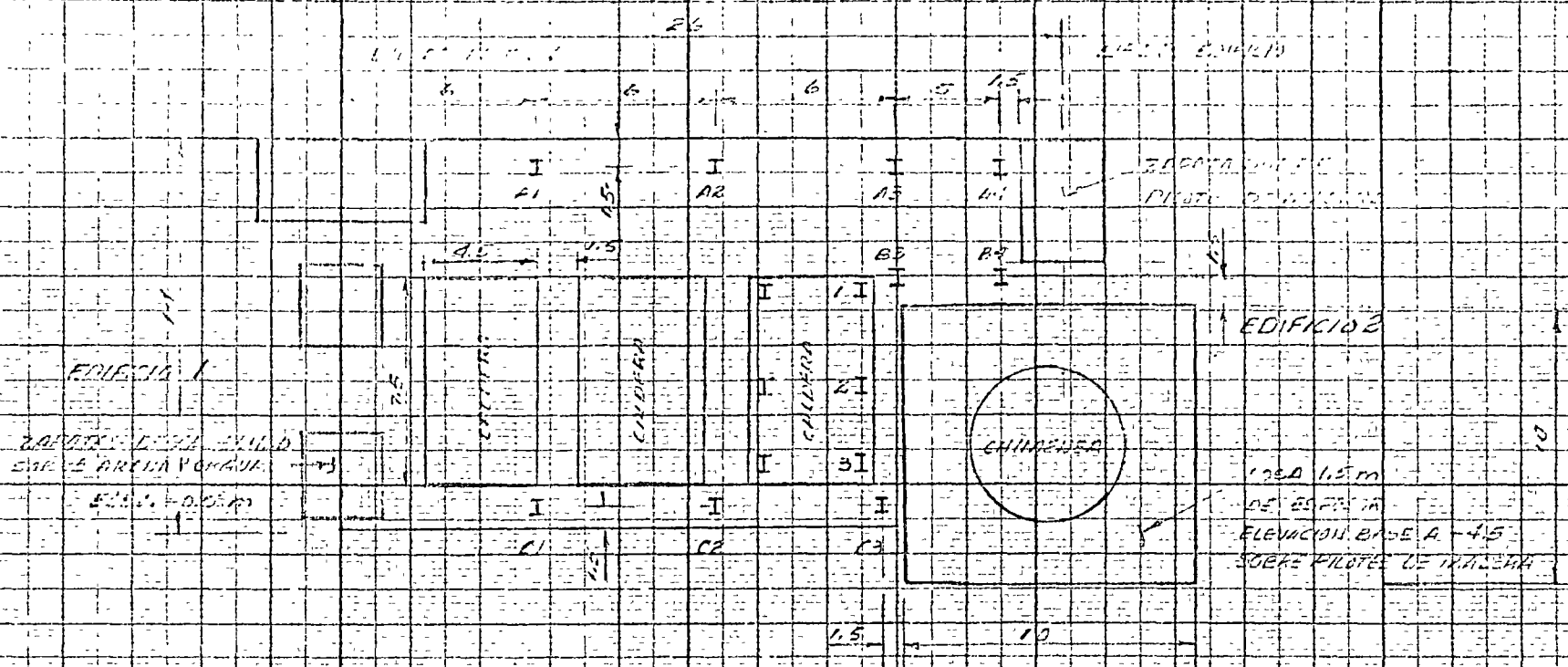
En la Fig. 2 se muestra un perfil del suelo de un sondeo que se realizó en el centro del predio.

Las especificaciones para asentamientos dadas por el diseñador son las siguientes:

- Asentamiento diferencial entre soportes de la caldera menor que $1/8''$ (0.3 cm)
- Asentamiento diferencial entre las columnas del edificio menor que $3/4''$ (2 cm)
- Asentamiento diferencial con respecto a la losa de cimentación de la chimenea menor que $1/4''$ (0.6 cm)

Describa cuál serían sus recomendaciones sobre el tipo de cimentación que deba utilizarse.

Indique que precauciones deberán tomarse durante la construcción de la cimentación.



COLUMNA	LINEAS DE EDIFICIO	LINEAS DE EDIFICIO	DEPORTES DE COLUMNA	CARGA TON
A1	9.5	3.6	1	15
A2	2.5	1.8	2	30
A3	1.8	1.8	3	15
A4	7	1.8		
B1	7	1.3		
B2	7	1.3		
B3	7	1.3		
C1	9.5	2.6		
C2	2.5	1.8		
C3	1.8	1.8		

ESCALA: 1 CM = 2.5 M

FIGURA 1

PEL-1 DE 33.0

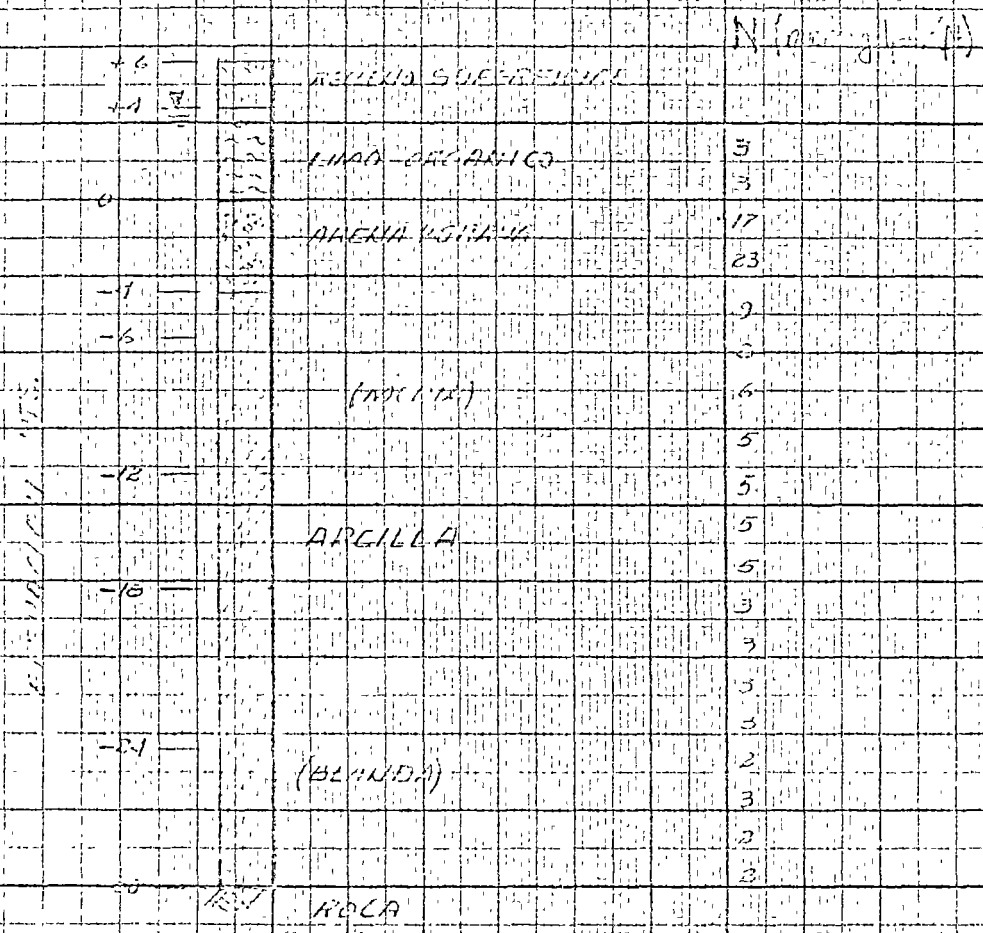


FIGURA 2



PROPIEDADES MECANICAS E HIDRAULICAS DE SUELOS

PROPIEDADES MECANICAS E HIDRAULICAS DE SUELOS
Y ROCAS.

PROPIEDADES MECANICAS E HIDRAULICAS DE SUELOS

PROPIEDADES MECANICAS E HIDRAULICAS DE SUELOS

PROPIEDADES MECANICAS E HIDRAULICAS DE SUELOS

R

PROYECTO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES

ING. ALFONSO RICO RODRIGUEZ

Agosto de 1975

Breves nociones de mecánica de suelos

I-1 INTRODUCCION

Para los fines de este libro se entiende por "Vías terrestres" las carreteras, los ferrocarriles y las aeropistas, que constituyen los elementos básicos de la infraestructura de una red nacional de transportes. Dentro de la denominación deben caber tanto la más moderna autopista como el más modesto camino rural, y lo mismo la pista que dé servicio a aviones de retroimpulso en un gran aeropuerto que la sencilla pista destinada al tráfico de pequeñas avionetas.

Las vías terrestres así definidas se construyen fundamentalmente de tierra y sobre tierra. Desde hace ya bastante tiempo, la técnica moderna ha reconocido la influencia que sobre una estructura de esta naturaleza tiene el terreno que le sirve de apoyo, entendiéndose por tal no solo al suelo o roca que exista en el lugar, pasivamente considerado, sino a todo un conjunto de condiciones que comprenden desde la constitución mineralógica, la estructuración del suelo, la cantidad y estado del agua contenida y su modo de fluir, hasta toda una agrupación de factores ajenos al concepto tradicional de suelo, pero que definen en el tiempo su comportamiento, tales como los factores climáticos, los económicos, los que se refieren al "uso de la tierra" en actividades que poco o nada tienen que ver con la tecnología de las vías terrestres, etc. Sin embargo, ha sido hasta épocas mucho más recientes cuando los ingenieros han comprendido que el uso de los materiales, que se ofrecen en general en amplia variedad en la naturaleza, dentro del cuerpo de la estructura, no es indiferente o arbitrario, sino selectivo, y que aun utilizando los mismos materiales para producir una sección dada, pueden obtenerse secciones estructuralmente muy distintas según el uso que se haga de los materiales dentro de la sección, tanto en lo que se refiere a su posición en ella, como a las condiciones en que se coloquen y a los tratamientos mecánicos o aun químicos que se les dé.

La construcción de las vías terrestres implica entonces el uso de los suelos, pero un uso selectivo, ju-

cioso y, en lo posible, "científico". Es sabido que la ingeniería moderna ha desarrollado ramas cuyos objetivos son precisamente el aprender a manejar de la mejor manera posible, ingenierilmente hablando, los suelos y las rocas con que se construyen las vías terrestres. Estas ramas son la Mecánica de Suelos y la Mecánica de Rocas, estrechamente auxiliadas por la Geología aplicada. No es, pues, de extrañar, dejando a un lado aspectos de planeación y trazo y algunos de índole económica y social, que el proyecto y la construcción de las vías terrestres sean a fin de cuentas una cuestión de aplicación juiciosa de normas de Mecánica de Suelos y de Mecánica de Rocas.

Hoy, la Mecánica de Suelos y la de Rocas se han diversificado tanto, que constituyen dos ramas independientes, con metodología y objetivos propios, dentro del conjunto de las especialidades de la Ingeniería, aunque sus fronteras están estrechamente entrelazadas, tanto como lo están los suelos y las rocas, cuya distinción a menudo es muy difícil, la Mecánica de Suelos y la de Rocas forman cada vez más dos campos separados que exigen a sus respectivos especialistas toda su dedicación personal.

El presente libro trata de las aplicaciones que tiene la Mecánica de Suelos en el proyecto y en la construcción de las Vías Terrestres; la Mecánica de Rocas sólo interviene, cuando se traslapan los métodos de ambas disciplinas y las soluciones sean comunes o bien, cuando la diferenciación entre ellas sea prácticamente imposible.

La aplicación de la Mecánica de Suelos a un campo cualquiera exige un conocimiento previo de tal disciplina, que a propósito se ha considerado fuera de los alcances de este libro. Afortunadamente existen muchos, algunos muy buenos, con los que el lector podrá suplir esta deficiencia. Sin embargo, con fines de unificación de pensamiento y aun de nomenclatura, este primer capítulo está dedicado a la presentación de ideas básicas sobre Mecánica de Suelos, de las que después se hará intenso uso.

1-2 NATURALEZA Y ORIGEN DE LOS SUELOS

Los suelos son conjuntos de partículas minerales, producto de la desintegración mecánica o de la descomposición química de rocas preexistentes. El conjunto de partículas presenta dos propiedades esenciales que no pueden ser olvidadas por quienes pretendan comprender su comportamiento ingenieril.

a) El conjunto posee una organización definida y propiedades que varían "vectorialmente". En general, en los valores de las propiedades, verticalmente ocurren cambios mucho más rápidos que horizontalmente.

b) La organización de las partículas minerales es tal que el agua, que como se sabe está presente en todo suelo en mayor o menor cantidad, puede, si hay la suficiente, tener "continuidad", en el sentido de distribución de presiones. El agua no ocupa huecos aislados, sin intercomunicación; puede llenar todos los poros que dejan entre sí las partículas minerales y que se intercomunican, de manera que el agua forma una masa continua que contiene al mineral en su seno.

Los suelos pueden ser residuales o transportados, según se les encuentre en el mismo lugar en que se han generado o en lugar diferente. El transporte por aire y agua y la sedimentación en esos dos medios constituyen el mecanismo usual que da lugar a un suelo transportado. Es evidente que la estructuración y la "distribución interna" de las propiedades tienen que ser completamente diferentes en un suelo residual que en un suelo transportado. En el primero, el ataque mecánico y la desintegración química tienden a producir un resultado final que en estructura y disposición recuerda, aunque sea lejanamente, a la roca madre. Los suelos transportados y depositados en aire o agua generan estructuras que están regidas únicamente por los mecanismos propios de la deposición y en nada por la disposición, características y condiciones iniciales de la roca original.

Cabe aquí un comentario de carácter general que pocas veces se valora por completo en las aplicaciones de la Mecánica de Suelos. En una medida sin duda mayor que lo deseable, la Mecánica de Suelos actual se refiere sobre todo a los suelos transportados. Empezó por el interés que plantearon diversos problemas de índole general e importante, sobre todo del tipo de cimentaciones en ciudades grandes y con subsuelos particularmente difíciles; se desarrolló por las ideas que fueron surgiendo de los laboratorios y de las experiencias de campo de quienes afrontaban tales problemas. En general, tales ciudades catalizadoras del interés por la Mecánica de Suelos existen en valles o planicies de costa, en los que, por razón natural, los suelos son transportados y no residuales, más propios de zonas onduladas o montañosas. Como consecuencia, se estudiaron sobre todo suelos transportados y se fueron conociendo sus propiedades, que a menudo se confundieron con las propiedades de los suelos en general, aun cuando lógicamente las de los suelos residuales hayan de ser diferentes. En

el transcurso del tiempo, toda la metodología de trabajo de la Mecánica de Suelos, incluyendo los métodos de prueba e investigación en el laboratorio, que han jugado tan importante papel en el desenvolvimiento de la disciplina, fue mostrando una inclinación hacia los suelos transportados que fue dejando a los residuales relativamente marginados del progreso de la especialidad. Y si es cierto que los suelos transportados abundan en la naturaleza, sobre todo en zonas apropiadas para la deposición, geológicamente hablando, también es cierto que los suelos residuales no lo son menos y que en estructuras como las carreteras o los ferrocarriles deben aparecer con particular frecuencia. En los últimos años, esto lo entendieron claramente muchos investigadores, cuyo interés se refleja cada vez más en las publicaciones de obras especializadas que ya, con relativa frecuencia, tratan de suelos residuales; pero los autores de este libro se preguntan si en el momento presente basta tener "interés" por los suelos residuales, interés que se refleje en su estudio con las ideas teóricas a que se ha llegado estudiando suelos transportados y con la metodología de laboratorio que se ha desarrollado para estos suelos. Parece lógico pensar que no sean esenciales las diferencias en comportamiento entre los suelos residuales y transportados, pero también parece lógico sentir que tales diferencias justifiquen algunos cambios en las actitudes mentales ante los suelos residuales y en las metodologías experimentales, incluyendo diseño de pruebas y equipos.

El ingeniero que aplica Mecánica de Suelos a Vías Terrestres debe tener presentes las ideas anteriores, por lo menos como un motivo para ejercer crítica sobre las conclusiones a que lo lleve la Mecánica de Suelos actual, especialmente si trata con suelos residuales. Esta labor crítica permitirá, por otra parte, ir descubriendo deficiencias, diferencias y nuevos enfoques. Algunos países son particularmente pródigos en suelos residuales ligados a problemas constructivos en obras de ingeniería. La Unión Sudafricana, el Brasil y algunas zonas de los Estados Unidos han expresado ya con frecuencia su preocupación por la escasez de conocimiento enfocado específicamente a suelos residuales. En México también abundan. Seguramente su existencia será más común en regiones de clima tropical, en donde la actividad de la erosión y, sobre todo, el poder de las acciones químicas de aguas cargadas de agentes en solución, producto de una intensa vida vegetal, hacen que el efecto de descomposición y ataque "in situ" pueda ir siendo más rápido que la capacidad de transporte de los agentes naturales.

1-3 RELACIONES GRAVIMÉTRICAS Y VOLUMÉTRICAS DE LOS SUELOS

En los suelos se distinguen tres fases constituyentes: la sólida (partículas minerales), la líquida (generalmente agua) y la gaseosa (generalmente aire). Entre estas fases es preciso definir un conjunto de

relaciones que se refieren a sus pesos y volúmenes, las cuales sirven para establecer la necesaria nomenclatura y para contar con conceptos medibles, a través de cuya variación puedan seguirse los procesos ingenieriles que afectan a los suelos.

En la Fig. 1-1 aparece un esquema de una muestra de suelo separada en sus tres fases y en ella se acotan los pesos y volúmenes cuyo uso es de interés.

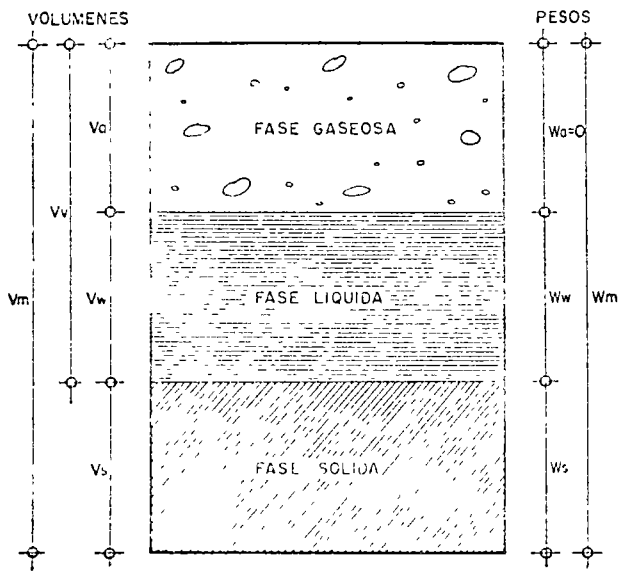


Figura 1-1. Esquema de una muestra de suelo en la que se acotan los pesos y volúmenes usados.

Las relaciones entre los pesos y los volúmenes se establecen a través del concepto de peso volumétrico, definido como la relación entre ambas cantidades. En la tecnología de las vías terrestres se usan los siguientes:

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m} = \frac{W_s + W_w}{V_m} \quad (1-1)$$

llamado el peso volumétrico de la masa,

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s} \quad (1-2)$$

llamado el peso volumétrico de los sólidos. También se usa, sobre todo en cuestiones de compactación, el peso volumétrico seco, definido como la relación entre el peso de los sólidos y el volumen total del suelo.

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_m} \quad (1-3)$$

Nótese que la expresión (1-3) puede ponerse

$$\begin{aligned} \gamma_d &= \frac{W_s}{V_m} = \frac{W_s}{\frac{W_m}{\gamma_m}} = \frac{\gamma_m}{1 + w} \\ &= \frac{\gamma_m}{1 + w} \end{aligned} \quad (1-4)$$

La expresión (1-4) se usa en compactación de suelos.

Se emplea asimismo el peso específico relativo de los sólidos del suelo, definido como:

$$S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} = \frac{W_s}{V_s \gamma_w} \quad (1-5)$$

Las siguientes son también relaciones entre pesos y volúmenes que se utilizan mucho en las aplicaciones, por representar conceptos cuya variación sirve para describir fenómenos importantes y, por lo tanto, figuran muy frecuentemente en las fórmulas.

a) La relación de vacíos (e) es el cociente entre el volumen de vacíos y el de sólidos.

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (1-6)$$

Teóricamente e puede variar de 0 a infinito (vacío perfecto), pero en la práctica sus límites están comprendidos entre 0.25 para arenas muy compactas con finos, y 15 para arcillas altamente estructuradas, muy compresibles.

b) Se denomina grado de saturación a la relación entre el volumen de agua y el volumen de vacíos de un suelo; matemáticamente:

$$G_w (\%) = 100 \frac{V_w}{V_v} \quad (1-7)$$

El grado de saturación varía de 0% en suelo seco a 100% en un suelo en el que todos los vacíos estuvieran llenos de agua, al que se llama suelo saturado.

c) Se conoce como contenido de agua o humedad de un suelo a la relación entre el peso del agua contenida en el mismo y el peso de su fase sólida:

$$w (\%) = 100 \frac{W_w}{W_s} \quad (1-8)$$

El contenido de agua varía teóricamente de 0 a infinito, pero en la práctica es difícil encontrar valores superiores a 1,000% que se han medido en arcillas procedentes del Sureste de México. En corrientes de arcilla del Valle de México suele tener contenidos de agua comprendidos entre 100% y 600%.

Los conceptos anteriores sirven para establecer algunas relaciones útiles, que evitan la necesidad de medirlos todos en el laboratorio. Por ejemplo, en un

suelo totalmente saturado basta conocer dos conceptos independientes para, en función de ellos, poder establecer fórmulas para otros; en este caso, las fórmulas más usadas son.

$$e = w S_s \quad (1-9)$$

$$\gamma_m = \frac{S_s + e}{1 + e} \gamma_w = \frac{S_s (1 + w)}{1 + S_s w} \gamma_w \quad (1-10)$$

La deducción de estas fórmulas, así como de las que se mencionan a continuación, referentes a relaciones volumétricas y gravimétricas, puede verse en la Ref. 1

En el caso de suelos parcialmente saturados (es decir, con parte de sus vacíos ocupada por aire) se precisan tres cantidades independientes para definir a otra dada. Las relaciones más usuales a que puede llegarse son:

$$e G_w = w S_s \quad (1-11)$$

$$\gamma_m = \frac{1 + w}{1 + e} \gamma_s \quad (1-12)$$

Atención especial debe darle al cálculo de los pesos volumétricos de los suelos situados bajo el nivel freático. En tal caso, el empuje hidrostático ejerce influencia en los pesos, de acuerdo con las leyes de la boyancia (Principio de Arquímedes). El peso específico relativo de la materia sólida sumergida vale:

$$S'_s = S_s - 1 \quad (1-13)$$

y el peso volumétrico sumergido de los sólidos:

$$\gamma'_s = \gamma_s - 1 \quad (1-14)$$

Es decir, un metro cúbico de suelo sólido desaloja un metro cúbico de agua; luego sufre un empuje ascendente de 1 ton, que es el peso de dicho metro cúbico de agua.

Para el peso volumétrico de la masa del suelo se obtienen las fórmulas (Ref. 1)

$$\gamma'_m = \frac{S_s - 1}{1 + S'_s w} \gamma_w \quad (1-15)$$

y

$$\gamma'_m = \frac{S_s - 1}{S_s} \gamma_d \quad (1-16)$$

1-4 CARACTERÍSTICAS Y ESTRUCTURACION DE LAS PARTÍCULAS MINERALES

La forma de las partículas minerales de un suelo es de importancia primordial en su comportamiento mecánico. En los suelos gruesos la forma caracteris-

tica es la equidimensional, en la que las tres dimensiones de la partícula son comparables. Se origina por la acción de los agentes mecánicos desintegradores y sólo por excepción corresponde a partículas que hayan sufrido algún ataque químico, puesto que los agentes mecánicos en general no actúan con preferencia por ninguna dirección en especial, es natural que su producto final tienda a la forma esférica. Sin embargo, existen a veces efectos que representan alguna acción que se ejerce preferentemente en una dirección determinada; ejemplo de lo anterior son las formas redondeadas características de gravas y arenas que han sufrido el ataque de ríos o del mar.

En los granos gruesos de los suelos, las fuerzas de gravitación predominan notablemente sobre cualesquiera otras que pudieran ejercerse entre las partículas; por ello todas las partículas gruesas tienen un comportamiento similar.

En los suelos finos, producto en general del ataque químico de las aguas a las rocas o a otros suelos, la forma de los componentes tiende a ser aplastada, por lo que los minerales de arcilla adoptan en general la forma laminar, en que dos dimensiones son incomparablemente más grandes que la tercera; como excepción, algunos minerales de arcilla poseen forma acicular, en la que una dimensión es mucho más grande que las otras dos.

Como consecuencia de la forma de sus minerales y de su tamaño, generalmente muy pequeño, en los suelos muy finos ejercen acción importantísima fuerzas de tipo diferente a las gravitacionales; ello es debido a que en estos granos la relación entre el área de su superficie y su peso (superficie específica) alcanza valores de consideración, cobrando mucha significación las fuerzas electromagnéticas desarrolladas en la superficie de los compuestos minerales. La estructura interna de las arcillas puede concebirse en forma elemental según las ideas que se exponen a continuación. En las referencias 3 y 4 podrán encontrarse algunos estudios que permitirán al lector ahondar un poco más en la cuestión fundamental de la físico-química de las arcillas, tema al que se concede cada día mayor importancia en la Mecánica de Suelos y que resulta de fundamental utilidad para explicar el comportamiento macroscópico de las formaciones terreas que el ingeniero encuentra en su actividad diaria.

La superficie de cada partícula de suelo posee carga eléctrica negativa, por lo menos en sus partes planas (por el contrario, parece haber evidencia de concentraciones de carga positiva en las aristas). La intensidad de la carga depende de la estructuración y composición de la arcilla. Así, la partícula atrae a los iones positivos del agua que la rodea (H^+) y a cationes de diferentes elementos químicos existentes en la misma, tales como Na^+ , K^+ , Ca^{++} , Mg^{++} , Al^{+++} , Fe^{+++} , etc. Lo anterior conduce, en primer lugar, al hecho de que cada partícula individual de arcilla se ve rodeada de una capa de partículas

de agua orientadas en forma definida y ligadas a su estructura (agua adsorbida); cuando la partícula atrae cationes de otros elementos químicos, estos atraen a su vez a otras moléculas de agua orientadas, por lo que el espesor de la película de agua adsorbida por el cristal de arcilla es función no sólo de la naturaleza del mismo, sino también del tipo de los cationes atraídos.

Dada la superficie específica a veces enorme de los cristales de arcilla, las fuerzas eléctricas de superficie juegan un papel mucho más importante que la acción gravitacional.

Lo anterior se refleja, en primer lugar, en las formas estructurales que los suelos finos pueden adoptar cuando se depositan en un medio apropiado. Las estructuras sumamente abiertas, con gran predominio de vacíos de que después se hablará, sólo son concebibles si se toman en cuenta las ideas anteriores. Además, entre los cristales propiamente dichos del suelo fino, las capas de adsorción proporcionan un contacto *suu generis* que ayuda a entender y explicar propiedades macrofísicas familiares al ingeniero, tales como plasticidad o resistencia al esfuerzo cortante.

Las propiedades mecánicas de una arcilla podrán cambiar, por lo tanto, si se hacen variar los cationes contenidos en sus complejos de adsorción, de manera que variando éstos puedan tenerse propiedades mecánicas diferentes en la arcilla original. Por cierto, estas ideas abren posibilidades para el tratamiento físico-químico de muchos suelos a la escala ingenieril; desgraciadamente estos métodos no han sido suficientemente desarrollados en la práctica. En general, los cationes pueden disponerse según su efecto benéfico decreciente en la resistencia de las arcillas, de acuerdo con la lista $(\text{NH}_4)^+$, H^+ , K^+ , Fe^{+++} , Al^{+++} , Mg^{++} , Ba^{++} , Ca^{++} , Na^+ , Li^+ .

En resumen, puede concluirse que es la forma de las partículas minerales que constituyen el suelo la que determina primordialmente la preponderancia de las fuerzas gravitacionales o de las electromagnéticas entre los cristales, de donde, a su vez, quedan determinadas la estructuración en general del suelo y la naturaleza del contacto entre las partículas individuales. En los suelos gruesos (forma equidimensional) se tiene área mínima cubriendo peso máximo de la partícula (recuérdese que se demuestra que la esfera es el área mínima que cubre un volumen dado); es, por tanto, natural que en estos suelos la actividad gravitacional sea claramente predominante. En suelos finos, las formas especiales de sus minerales causan que en las partículas haya un área muy grande coexistiendo con un peso relativamente muy pequeño, es sabido que la carga eléctrica neta del cristal se concentra en su superficie y depende de ella, por lo que es natural en estos cristales de los suelos finos que la actividad eléctrica de su superficie predomine por mucho sobre las fuerzas gravitacionales. Cuando las partículas son suficientemente pequeñas y los suelos se forman por deposición en un medio continuo, existen, como se verá más ade-

lante, otros efectos, tales como el movimiento Browniano, que contribuyen a minimizar el efecto natural de la gravedad terrestre.

Se denomina estructura de un suelo al arreglo o disposición que adopten sus partículas minerales. Es obvio que la estructuración que tenga un suelo dado juega un papel fundamental en su comportamiento, especialmente en lo que se refiere a resistencia, compresibilidad y permeabilidad.

El problema de la estructuración de los suelos es netamente distinto en los suelos gruesos (de forma equidimensional) y en los finos (generalmente de forma laminar). En los primeros, la aglomeración de partículas se produce únicamente por acción gravitacional; los granos de arena o grava se disponen como las canicas dentro de una caja. El mecanismo de estructuración es fácil de concebir (no se olvide que el hombre vive en un mundo gravitacional, en que los mecanismos de tales fuerzas le resultan completamente familiares) y, dado el tamaño de los granos de que se habla, cualquier hipótesis de estructuración es inmediatamente verificable a simple vista.

Por el contrario, en los suelos finos, las fuerzas que definen la estructura son fundamentalmente de naturaleza electromagnética, mucho más difíciles de concebir y, además, existe la dificultad adicional de que cualquier hipótesis de estructuración que se haga no puede ser verificada a simple vista, dado el pequeño tamaño de los cristales, por lo que no es de extrañar que el problema de la estructuración de los suelos finos resulte difícil, controvertible y, en general, mucho más complicado que el de los suelos gruesos, los métodos de investigación de la estructura de los suelos finos, tales como el uso de microscopios electrónicos, difracción de ondas, etc., son todos de naturaleza indirecta y están sujetos a la interpretación del especialista, por lo que no resulta raro que existan muy variadas corrientes de pensamiento en torno a este problema.

La estructura típica de un suelo grueso (análoga a la de un agrupamiento de canicas en una caja) recibe el nombre de estructura simple, y su comportamiento mecánico queda fundamentalmente definido por la compacidad. Terzaghi ha propuesto el concepto de compacidad relativa para medir tal condición. La compacidad relativa es determinable en laboratorio (referencia 5)

$$C_r = 100 \frac{e_{\text{máx}} - e_{\text{nat}}}{e_{\text{máx}} - e_{\text{mín}}} \quad (1-17)$$

En donde:

$e_{\text{máx}}$ = relación de vacíos correspondientes al estado más suelto, obtenida vertiendo al material dentro de un recipiente, sin ninguna compactación posterior.

$e_{\text{mín}}$ = relación de vacíos correspondiente al estado más compacto del suelo, obtenida al someter la

muestra del suelo grueso a un proceso de varillado por capas dentro de un recipiente.

e_{nat} = relación de vacíos del suelo en estado natural.

G_r se expresa usualmente como porcentaje. Valores superiores al 50% suelen considerarse de un suelo compacto y este valor se menciona frecuentemente como límite de seguridad razonable en problemas prácticos, tales como cimentaciones en suelos gruesos, posibilidades de licuación de mantos de arena y limos no plásticos, etc.

Aparte de la compactación, se acepta que influye en el comportamiento mecánico de un suelo grueso la angulosidad de sus granos (a misma compactación, la mayor angulosidad da más trabazón y, por lo tanto, mayor resistencia al esfuerzo cortante) y la orientación de sus partículas, lo que se admite que influye sobre todo en la permeabilidad.

Existen varias hipótesis sobre estructuración de los suelos finos. Terzaghi presentó originalmente las conocidas con los nombres de panaloide y floculenta (referencia 6) que se muestran en las figuras I-2 y I-3.

La estructura panaloide se considera típica de granos de 0.02 mm o algo menores que se depositan en agua o aire; las fuerzas gravitacionales ejercen un cierto efecto, pero las fuerzas eléctricas son de magnitud comparable.

La estructura floculenta se consideró típica de partículas de tamaño mucho menor, que por sí solas ya no se sedimentarían por el efecto de impacto causado por las vibraciones moleculares del medio en que ocurra la sedimentación; estas partículas por sí solas se moverían al azar con un movimiento característico llamado Browniano. Se suponía que estas partículas podían unirse formando un grumo, con la estructura de un panalito, el cual adquiriría peso suficiente para depositarse, obteniendo así una estructura de panales formados con panales. Como quiera que la capacidad de unión de las partículas individuales para formar los grumos más pesados, se

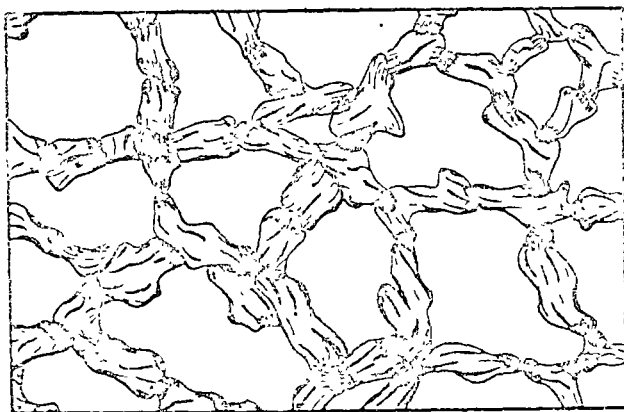


Figura I-2. Estructura panaloide.

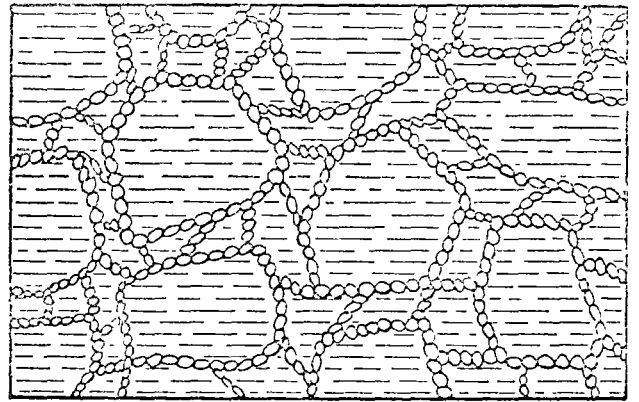


Figura I-3. Esquema de estructura floculenta.

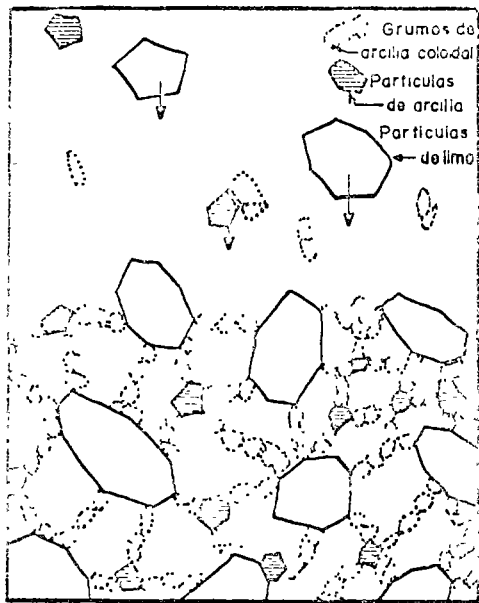
incrementa mucho si existe un electrólito en el medio de depósito, se suponía que esta estructura sería muy típica de suelos muy finos depositados en el mar o en lagos de agua cargada de sales susceptibles de sufrir disociación electrolítica.

En la referencia 7, A. Casagrande presentó otra hipótesis de estructuración de suelos predominantemente finos, que aparece en la figura I-1.

En esta hipótesis de Casagrande se considera la posibilidad de que no todas las partículas del suelo tengan el mismo tamaño, pero la idea más interesante de ella es la introducción del concepto de esqueleto estructural, constituido por las partículas más gruesas (de limo en la figura) y por los panales y flóculos que existen entre ellas. La idea es que bajo el peso del suelo sobreyacente o de alguna carga actuante en la superficie se establece en el interior del suelo un mecanismo de transmisión, que funciona como un esqueleto del conjunto, dejando en los espacios entre las partículas gruesas y sus nexos gran cantidad de material fino poco o nada comprimido. Los nexos entre las partículas gruesas que forman parte del esqueleto habrían sufrido, por el contrario, un lento proceso de compresión y adaptación a la carga, que es lo que da al conjunto su resistencia. Si se acepta esta idea, es muy fácil comprender la diferencia de resistencia que existe entre una arcilla malterada y una remoldeada, en que, por alguna razón, se ha roto el esqueleto y se transmite la carga a las masas de flóculos no precomprimidos.

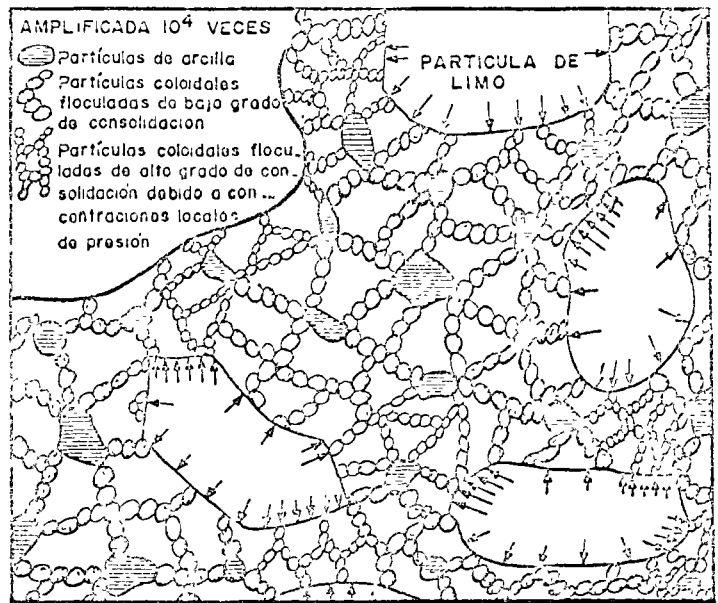
En épocas más modernas se han introducido como fundamentales los conceptos de floculación y dispersión (referencia 8).

Si el efecto neto de las fuerzas atractivas y repulsivas entre dos cristales de arcilla es de atracción las dos partículas se unen (posiblemente arista contra cara plana); se dice entonces que están floculadas. Si la acción neta es repulsiva, se separarían, dando lugar a una estructura dispersa. La alteración de la capa adsorbida de los cristales puede producir tendencia a la floculación o a la dispersión en un sis-



(a)

En formación



(b)

Ya formada

Figura I-4. Una estructura compuesta (según A. Casagrande).

tema de cristales de arcilla, la tendencia a la floculación aumenta principalmente cuando hay un electrólito en el agua que rodea a los cristales de arcilla o cuando se eleva la temperatura. Las figuras I-5 y I-6 muestran disposiciones típicas de estructuras flocculadas y dispersas, respectivamente.

Debe notarse que el conjunto de estructuras para los suelos finos someramente descrito en lo que ante-

cede no constituye una serie de posibilidades reales en la naturaleza, sino simplemente algunas hipótesis de estructuración de que hoy se habla. Muchos investigadores aceptan alguna de las explicaciones anteriores, pero no otras, de manera que no existe pleno acuerdo al respecto.

También debe advertirse la posibilidad de que se conjuguen las formas anteriores, dando lugar a un variado número de combinaciones.

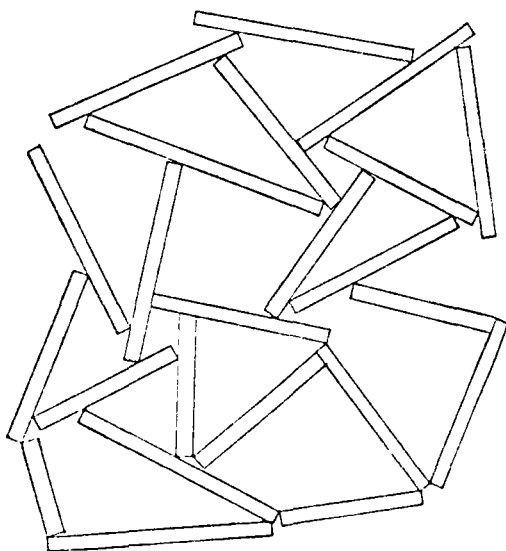


Figura I-5. Estructura en 'castillo de naipes'.

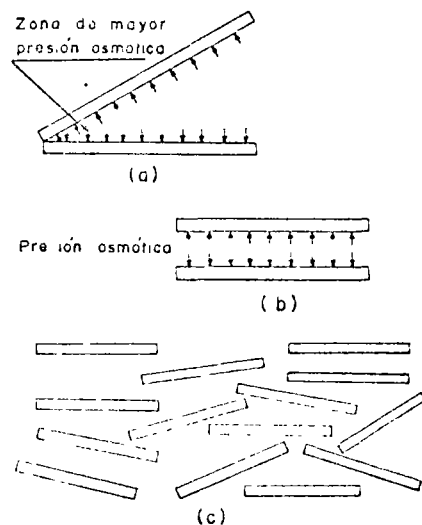


Figura I-6. Estructura dispersa.

1-5 GRANULOMETRIA DE LOS SUELOS

Se denomina distribución granulométrica de un suelo a la división del mismo en diferentes fracciones, seleccionadas por el tamaño de sus partículas componentes; las partículas de cada fracción se caracterizan porque su tamaño se encuentra comprendido entre un valor máximo y un valor mínimo, en forma correlativa para las distintas fracciones, de tal modo que el máximo de una fracción es el mínimo de la que la sigue correlativamente. La separación en fracciones se hace sencillamente por mallas, cuando es posible el cribado, pero en suelos de grano muy pequeño, que forman grumos, deben adaptarse procedimientos bastante más complicados para separar las partículas individuales y ello da lugar a resultados mucho más confusos, en los que, como se verá, para lograr las fracciones constituyentes ha de recurrirse a hipótesis no muy satisfactorias, llegándose a resultados finales bastante dudosos.

En suelos gruesos (gravas, arenas y limos no plásticos), de estructura simple, la característica más importante para definir su resistencia es la compacidad; la angulosidad de los granos y la orientación de las partículas juegan también un papel importante, aunque menor. Evidentemente, cualquier análisis por mallas no da ninguna información sobre estos aspectos. La compresibilidad de estos suelos, por otra parte, aunque también depende fundamentalmente de su estructuración y compacidad, se ve influida en bastante mayor grado por la granulometría, según ha puesto de manifiesto la investigación moderna, como se verá más adelante. Han resultado decepcionantes los esfuerzos realizados hasta el presente para establecer alguna correlación entre la curva granulométrica y la permeabilidad de los suelos (referencia 2).

Se ha dicho que los suelos gruesos con amplia gama de tamaños (bien graduados) se compactan mejor, para una misma energía de compactación, que los suelos muy uniformes (mal graduados). Esto sin duda es cierto, pues, sobre todo con vibrado, las partículas más chicas pueden acomodarse en los huecos entre las partículas más grandes, adquiriendo el conjunto una mayor compacidad. Sin embargo, la relación entre granulometría y facilidad de compactación no ha podido pasar de una correlación cualitativa tan vaga como la que queda enunciada, por lo cual en estudios para compactación de suelos poco o ningún provecho puede obtenerse de la curva granulométrica de los suelos gruesos. Mucho más difíciles de establecer son las propiedades mecánicas de interés ingenieril de los suelos finos tradicionalmente llamados cohesivos (arcillas y limos plásticos). Dependen de un número mucho mayor de conceptos que las de los suelos gruesos y, so pena de caer en confusión, tal estudio no puede ser abordado en esta etapa de la presentación de conceptos de la mecánica de suelos. Baste decir (y el lector tendrá ocasión de comprobarlo más adelante) que ninguna de las circunstancias que definen las propiedades me-

cánicas de un suelo fino está descrita por la distribución granulométrica de dicho suelo. En mucho mayor medida de lo que sucede en suelos gruesos, el conocimiento de la distribución granulométrica resulta estéril en el caso de los suelos finos.

Demostrándose una vez más la fuerza de la tradición y la costumbre, todavía es común en la actualidad que muchas especificaciones referentes al uso o rechazo de los materiales para la construcción de Vías Terrestres contengan preceptos granulométricos en mayor o menor grado. Esta situación ha de verse como indeseable pues, debe insistirse, no es casi nunca el tamaño de las partículas de un suelo fino el que define su comportamiento mecánico, y una norma de aceptación o rechazo basada en tal criterio corre el riesgo de aceptar lo malo y rechazar lo que sería mejor. Por ejemplo, una arcilla caolinítica, relativamente inerte ante el agua y que para muchos usos resultaría perfectamente aprovechable, puede tener una distribución granulométrica análoga a una arcilla montmorilonítica, quizá con materia orgánica, sumamente activa, que constituye en casi todos los casos un suelo que debe rechazarse para su uso en la construcción de vías terrestres.

Una de las razones que han contribuido a la difusión de las técnicas granulométricas es que, en cierto sentido, la distribución granulométrica proporciona un criterio de clasificación. Los conocidos términos arcilla, limo, arena y grava tienen tal origen y un suelo se clasificaba como arcilla o como arena según tuviera tal o cual tamaño máximo. La necesidad de un sistema de Clasificación de Suelos no es discutible, pero el ingeniero ha de buscar uno en que el criterio de clasificación le sea útil, es decir, en el que se clasifique a los suelos de acuerdo con sus propiedades ingenieriles fundamentales y no según el tamaño de sus partículas, que poco significa.

De todos modos, como en muchas cuestiones de aplicación de sus técnicas, el ingeniero actual en vías terrestres hace un uso todavía relativamente frecuente de las curvas granulométricas, se exponen a continuación algunos detalles sobre tales métodos.

Siempre que se cuente con suficiente número de puntos, la representación gráfica de la distribución granulométrica debe estimarse preferible a la numérica en tablas.

La gráfica de la distribución granulométrica suele dibujarse con porcentajes como ordenadas y tamaños de las partículas como abscisas. Las ordenadas se refieren a porcentaje, en peso, de las partículas menores que el tamaño correspondiente. La representación en escala semilogarítmica (eje de abscisas en escala logarítmica) resulta preferible a la simple representación natural, pues en la primera se dispone de mayor amplitud en los tamaños finos y muy finos, que en escala natural resultan muy comprimidos, usando un módulo práctico de escala. La forma de la curva da idea inmediata de la distribución granulométrica del suelo, un suelo constituido por partículas de un solo tamaño estará representado por una línea vertical (pues el 100% de

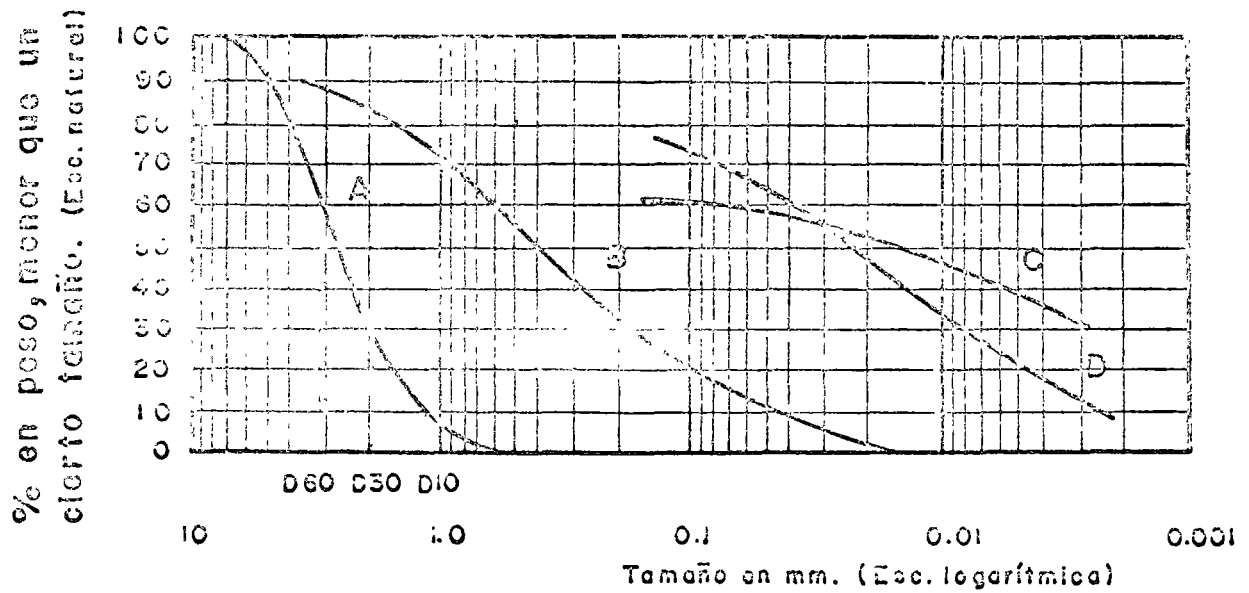


Figura 1-7. Curvas granulométricas de algunos suelos A) Arena muy uniforme de Ciudad Cuauhtémoc, México. B) Suelo bien graduado, Puebla, México. C) Arcilla del Valle de México (curva obtenida con hidrómetro). D) Arcilla del Valle de México (curva obtenida con hidrómetro).

sus partículas, en peso, es de menor tamaño que cualquiera mayor que el suelo posea); una curva muy tendida indica gran variedad en tamaños (suelo bien graduado).

En la Fig. 1-7 se muestran algunas curvas granulométricas reales.

Como una medida simple de la uniformidad de un suelo, Allen Hazen propuso el coeficiente de uniformidad

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (1-18)$$

en donde:

D_{60} : tamaño tal, que el 60%, en peso, del suelo, sea igual o menor.

D_{10} : llamado por Hazen diámetro efectivo; es el tamaño tal que sea igual o mayor que el 10%, en peso, del suelo.

En realidad, la relación (1-18) es un coeficiente de no uniformidad, pues su valor numérico decrece cuando la uniformidad aumenta. Los suelos con $C_u < 3$ se consideran muy uniformes; aun las arenas naturales muy uniformes rara vez presentan $C_u < 2$.

Como dato complementario, necesario para definir la uniformidad, se define el coeficiente de curvatura del suelo con la expresión

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} \times D_{10}} \quad (1-19)$$

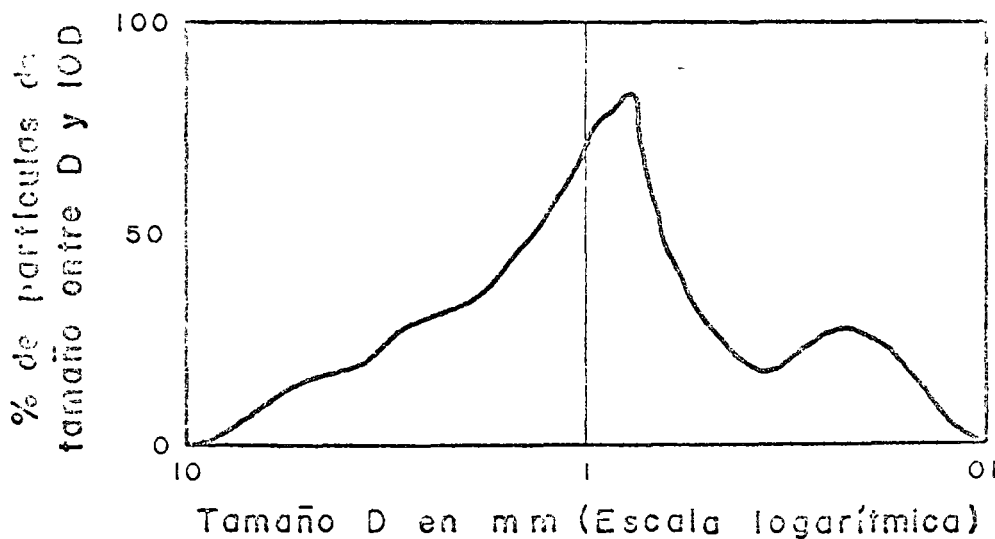


Figura 1-8. Histograma de un suelo.

D_{30} se define análogamente que los D_{10} y D_{60} anteriores. Esta relación tiene un valor entre 1 y 3, en suelos bien graduados, con amplio margen de tamaños de partículas y cantidades apreciables de cada tamaño intermedio.

A partir de las curvas granulométricas aumentativas descritas, es posible encontrar la curva correspondiente a la función

$$y = \frac{d(p)}{d(\log D)}$$

p es el porcentaje, en peso, de las partículas menores que un cierto tamaño, y D el tamaño correspondiente; la curva anterior, que se dibuja en escala semilogarítmica, suele denominarse el histograma del suelo y representa la frecuencia con que en ese suelo se presentan partículas entre ciertos tamaños. El área bajo el histograma es 100, por representar la totalidad de las partículas del suelo. En la Fig. 1-8 aparece un histograma de un suelo en el que predominan partículas de tamaño próximo a 1 mm.

Los valores más altos del histograma corresponden a zonas muy verticales de la curva acumulativa primeramente vista, y los valores más bajos a zonas con tendencia a la horizontalidad. Actualmente el uso de histogramas no está muy extendido en los laboratorios.

También se han representado las curvas granulométricas en escala doblemente logarítmica, con la ventaja, para algunos usos, de que en este caso, en muchos suelos naturales la forma de las curvas se acerca notablemente a una línea recta.

Bajo el título de Análisis Mecánico quedan comprendidos todos los métodos para la separación de un suelo en diferentes fracciones, según sus tamaños. De tales métodos existen dos que merecen atención especial: el cribado por mallas y el análisis de una suspensión del suelo con hidrómetro (densímetro).

El primero se usa para obtener las fracciones correspondientes a los tamaños mayores del suelo, generalmente se llega así hasta el tamaño correspondiente a la malla N° 200 (0.074 mm). La muestra de suelo se hace pasar sucesivamente a través de un juego de tamices de aberturas descendentes, hasta la malla N° 200, los retenidos en cada malla se pesan y el porcentaje que representan respecto al peso de la muestra total se suma a los porcentajes retenidos en todas las mallas de mayor tamaño, el complemento a 100% de esa cantidad da el porcentaje de suelo que es menor que el tamaño representado por la malla en cuestión. Así puede tenerse un punto de la curva acumulativa correspondiente a cada abertura. El método se dificulta cuando estas aberturas son pequeñas y, por ejemplo, el cribado a través de las mallas N° 100 (0.149 mm) y N° 200 (0.07 mm) suele requerir agua para facilitar el paso de la muestra (procedimiento de lavado).

Los tamaños menores del suelo exigen una investigación fundada en otros principios. El método del hidrómetro (densímetro) es hoy, quizá, el de uso más extendido y el único que se verá con cierto grado de detalle. Como todos los de este grupo, el método se basa en el hecho de que la velocidad de sedimentación de partículas en un líquido es función de su tamaño. El método fue propuesto independientemente por Goldschmidt en Noruega (1926) y por Bouyoucos en los Estados Unidos de América (1927).

Debido a lo importante de los errores que afectaban a las pruebas originales, el método no satisfizo a muchos especialistas, por lo que, en épocas posteriores, el *Public Road Administration* de los Estados Unidos encomendó al doctor A. Casagrande la investigación de tales errores, para su eliminación y necesaria corrección. Como resultado de sus estudios, Casagrande propuso el hidrómetro aerodinámico, calibrado en pesos específicos relativos (en lugar de su primitiva calibración en gramos de un suelo estandarizado, por litro), y algunos cambios radicales en el procedimiento de la prueba, con el objeto de eliminar los errores principales, obtuvo también fórmulas para las correcciones necesarias en ciertos pasos, cuyos errores no pudieron eliminarse al cambiar el procedimiento.

La ley fundamental de que se hace uso en el procedimiento del hidrómetro es debida a Stokes, y proporciona una relación entre la velocidad de sedimentación de las partículas del suelo en un fluido y el tamaño de esas partículas. Esta relación puede establecerse empíricamente, haciendo observaciones con microscopio, o bien con procedimientos teóricos. Siguiendo estos últimos, G. G. Stokes en 1850 obtuvo una relación aplicable a una esfera que caiga en un fluido homogéneo de extensión infinita. Aun con esa limitación importante (pues las partículas reales de suelo se apartan muchísimo de la forma esférica) la ley de Stokes es aplicable a las observaciones empíricas. Aplicando esa ley se obtiene el diámetro equivalente de la partícula, que es el diámetro de una esfera, del mismo S_s que el suelo, que sedimenta con la misma velocidad que la partícula real, en partículas equidimensionales, este diámetro es aproximadamente igual al medio diámetro real, pero en partículas laminares el diámetro real puede ser hasta el cuádruple del equivalente, cabe notar que en partículas muy finas esta forma es la más frecuente. Esta es una razón más para que dos curvas granulométricas iguales, correspondientes a dos suelos diferentes, no indiquen necesariamente la similitud de ambos. Uno podría ser una arcilla muy franca con estructura floclenta y el otro una harina de roca, de comportamiento similar al de una arena.

La ley de Stokes tiene la forma

$$v = \frac{2}{9} \frac{\gamma_s - \gamma_f}{\eta} \left(\frac{D}{2} \right)^2 \quad (1-20)$$

en la que

- v = velocidad de sedimentación de la esfera, en cm/seg;
 γ_s = peso específico de la esfera, en g/cm³;
 γ_f = peso específico del fluido, en g/cm³ (varía con la temperatura);
 η = viscosidad del fluido, en g · seg/cm² (varía con la temperatura);
 D = diámetro de la esfera, en cm.

De la fórmula anterior, si D se expresa en mm resulta

$$D = \sqrt{\frac{1,800 \eta v}{\gamma_s - \gamma_f}} \quad (1-21)$$

Aplicada a partículas de suelo real, que se sedimentan en agua, la ley de Stokes es válida solamente en tamaños menores de 0.2 mm, aproximadamente (en mayores tamaños, las turbulencias provocadas por el movimiento de la partícula alteran apreciablemente la ley de sedimentación), pero mayores que 0.2 micras, más o menos (abajo de este límite la partícula se afecta por el movimiento Browniano y no se sedimenta). Nótese que por el análisis de tamices puede llegarse a tamaños de 0.074 mm, que caen dentro del campo de aplicabilidad de la ley de Stokes; este hecho afortunado permite obtener datos inintermitentemente.

El método del hidrómetro está, en su origen, afectado por las siguientes hipótesis.

a) La ley de Stokes es aplicable a una suspensión del suelo.

b) Al comienzo de la prueba la suspensión es uniforme y de concentración suficientemente baja para que las partículas no se interfieran al sedimentarse. (En general es apropiada una concentración de unos 50 g/litro)

c) El área de la sección recta del bulbo del hidrómetro es despreciable en comparación a la de la probeta donde la sedimentación tiene lugar, de manera que dicho bulbo no interfiere en la sedimentación de las partículas en el instante de efectuarse una medición.

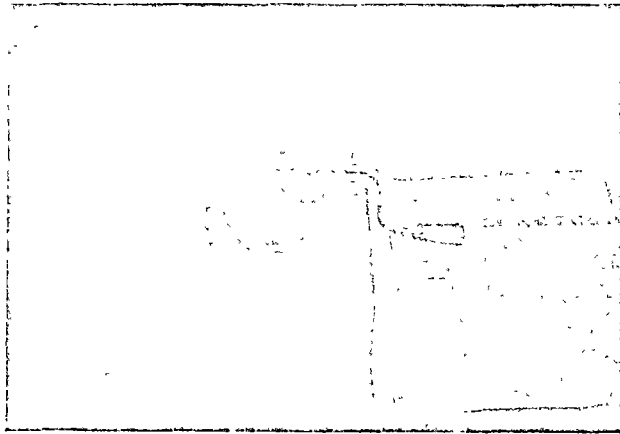
1-6. PLASTICIDAD

La plasticidad y el uso extenso que de ella hace el especialista en Mecánica de Suelos, constituyen una de las cuestiones más difíciles de comprender para el ingeniero ajeno a la especialidad. Y, sin embargo, el concepto que se halla debajo de la utilización de las ideas de plasticidad es ampliamente familiar en nuestra vida cotidiana. Es común que en la naturaleza existan magnitudes imposibles de medir en sí mismas o magnitudes cuya medición directa sea difícil o costosa, en tal caso, el intentar una medición indirecta constituye una técnica común a muchos campos de la actividad científica. Se trata de buscar una magnitud, diferente de la que se de-

sea medir, que sea fácilmente medible y cuya correlación con la magnitud problema sea conocida y confiable, así, midiendo los cambios en la magnitud auxiliar y usando la correlación, podrán conocerse los cambios en la magnitud problema durante el desarrollo de cualquier fenómeno que sea conveniente estudiar. Por ejemplo, la temperatura es muy difícil de medir directamente, pero se mide muy fácilmente en un termómetro clínico, midiendo en realidad una longitud (la de la columna de mercurio); el hecho es posible porque existe una correlación conocida entre el aumento de longitud (dilatación lineal) del mercurio y el aumento de su temperatura. Se recurre así a una medición indirecta fácil y barata de un concepto difícilmente medible en sí mismo.

Lo mismo sucede con la plasticidad en Mecánica de Suelos. El ingeniero está realmente interesado en las propiedades fundamentales de los suelos, tales como resistencia, compresibilidad, permeabilidad, etcétera. Hoy estas propiedades pueden medirse, dentro de una aproximación que pudiera considerarse razonable, según atestiguan muchas obras de ingeniería, pero tal medición resulta en la práctica larga y costosa para algunos fines. Por otra parte, los trabajos de Auerberg y A. Casagrande (Ref. 9) han permitido manejar una nueva magnitud en los suelos finos, muy sencillamente medible en los laboratorios más elementales y trabajando con las muestras de suelo también más simples y baratas que se pueda imaginar. Esta magnitud es la Plasticidad; su utilidad radica en que ha sido posible establecer correlaciones entre sus valores y las propiedades fundamentales del suelo; estas correlaciones son suficientemente confiables, por lo menos, para trabajar en las etapas iniciales de un proyecto, cuando la identificación de los suelos y su clasificación son importantes. Al mismo tiempo, las correlaciones son demasiado poco precisas como para permitir fundar en ellas un trabajo cuantitativo de detalle, que corresponda a etapas avanzadas de un proyecto, es decir, generalmente el uso de las pruebas de plasticidad y el manejo de los valores correspondientes en los suelos que figuran en un proyecto dado no exime al ingeniero de la necesidad de realizar a fin de cuentas las indispensables pruebas de compresibilidad, resistencia al esfuerzo cortante, etc., pero le permite identificar y clasificar a los suelos ya en sus primeros contactos con ellos, dejando de trabajar a ciegas y recibiendo valiosísima orientación para programas de exploración y muestreos definitivos, de pruebas de laboratorio más elaboradas y costosas, etc. En suma, la plasticidad proporciona una orientación previa de información preliminar que ahorra tiempo y esfuerzo en todas las etapas subsecuentes del proyecto, y con frecuencia evita que se cometan graves errores.

Dentro de los límites del sentido que se da al término en la Mecánica de Suelos, Plasticidad puede definirse como la propiedad de un material por la que es capaz de soportar deformaciones rápidas, sin rebote elástico, sin variación volumétrica apreciable y sin desmoronarse ni agrietarse. La anterior defini-



Copa de Casagrande

cion, según se verá más adelante, circunscribe la propiedad a los suelos arcillosos bajo determinadas circunstancias.

Atterberg hizo ver que, en primer lugar, la plasticidad no es una propiedad general de todos los suelos; los suelos gruesos no la exhiben en ninguna circunstancia. En segundo lugar, hizo ver que en los suelos finos no es una propiedad permanente, sino circunstancial y dependiente de su contenido de agua. Una arcilla o un limo susceptibles de ser plásticos pueden tener la consistencia de un ladrillo, cuando están muy secos; con un gran contenido de agua, pueden presentar las propiedades de un lodo semilíquido o, inclusive, las de una suspensión líquida. Entre ambos extremos existe un intervalo de contenido de agua en el que esos suelos se comportan plásticamente.

Según su contenido de agua decreciente, un suelo susceptible de ser plástico puede estar en cualquiera de los siguientes estados de consistencia, definidos por Atterberg:

1. Estado líquido, con las propiedades y apariencia de una suspensión.
2. Estado semilíquido, con las propiedades de un fluido viscoso.
3. Estado plástico, en que el suelo se comporta plásticamente, según la definición anterior.
4. Estado semisólido, en que el suelo tiene la apariencia de un sólido, pero aún disminuye de volumen si se sigue secando.
5. Estado sólido, en que el volumen del suelo ya no varía con secado.

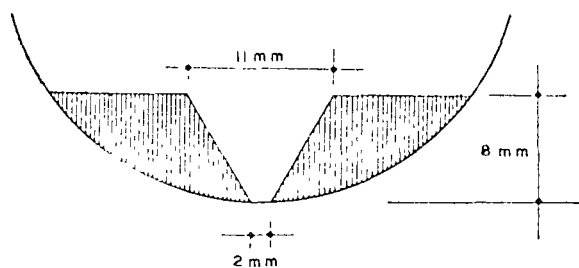


Figura I-9. Dimensión de la ranura en la copa de Casagrande.

Los anteriores estados son fases generales por las que pasa el suelo al irse secando, y no existen criterios estrictos para definir sus fronteras. El establecimiento de éstas ha de hacerse en forma puramente convencional. Atterberg lo hizo originalmente estableciendo las primeras convenciones; Casagrande las refinó posteriormente y les dio su forma actual (Ref. 10). La frontera entre el estado semilíquido y el plástico se denomina Límite Líquido, que se define en términos de una cierta técnica de laboratorio, consistente en colocar al suelo en una Copa de Casagrande, formarle una ranura de dimensiones especificadas y ver si la ranura se cierra o no de determinada manera al darle al suelo 25 golpes en la Copa, también de un modo estandarizado. El contenido de agua con el que se produce el cierre de la ranura precisamente en 25 golpes es el Límite Líquido, un contenido de agua mayor haría que la ranura se cerrara con menos golpes y el suelo se consideraría en estado semilíquido; por el contrario, un contenido de agua menor haría que la ranura se cerrara con más golpes y el suelo se consideraría, por lo menos, en estado plástico. En la mencionada referencia 10 se puede ver el detalle de esta prueba y de las demás que se mencionan en este apartado.

La frontera entre el estado plástico y el semisólido se denomina límite plástico. Este es también un determinado contenido de agua, propio de cada suelo, y referido a una prueba en que se hace rolar entre las palmas de las manos un cilindrito de suelo hasta que se agrieta y desmorona; el suelo está en el límite plástico si el desmoronamiento ocurre precisamente cuando el cilindrito tiene 5 mm. de diámetro (Ref. 10). Actualmente se utiliza mucho como parámetro de plasticidad el llamado índice plástico.

$$I_p = LL - LP \quad (1-22)$$

El valor anterior mide de un modo muy claro el intervalo plástico, naturalmente que para situar a éste dentro de la escala general de humedades hace falta otro valor, sea el límite líquido o el límite plástico. Por eso suele decirse que para definir la plasticidad de un suelo hacen falta dos parámetros.

El tercer límite o frontera entre estados de consistencia de interés práctico es el límite de contracción, contenido de agua abajo del cual el volumen de suelo ya no disminuye cuando éste se seca. El límite se manifiesta visualmente (y este hecho sirve para una determinación aproximada) por un característico cambio de color de tono obscuro a más claro, producido por una retracción de los meniscos del agua hacia el interior de la masa. En realidad, de todos los límites en uso este es el único que está ligado a un hecho físico significativo y no es puramente convencional. El Límite de Contracción representa dentro del secado gradual el momento en que la tensión capilar alcanza el valor máximo (los meniscos alcanzan su máxima curvatura en los extremos de los capilares del suelo), de manera que cualquier evaporación posterior produce la retracción del

agua hacia el interior del suelo, pero ya a tensión capilar constante (es decir, con curvatura constante en los meniscos) Según se explicará más adelante, el que esto ocurra prácticamente en forma instantánea en toda la superficie de la muestra indica que, estadísticamente hablando, todos los canalículos de la masa de suelo son similares en diámetro.

Es natural que las atmósferas de adsorción de agua en torno a los cristales de mineral no se comporten como un líquido libre, sometido sólo a fuerzas gravitacionales. Por ejemplo, al comparar dos suelos, 1 y 2 (referencia 11), si el 1 tiene mayor tendencia a crear atmósferas de adsorción, debe esperarse que la humedad a la cual los dos suelos comienzan a comportarse como un líquido sea mayor en 1 que en 2. Lo que es lo mismo, el suelo 1 tendrá un límite líquido mayor que el 2, si sus cristales tienen mayores atmósferas de adsorción. Es lógico pensar que un razonamiento análogo pueda establecerse para el Límite Plástico y, por ello, para el Índice Plástico. Por otra parte, los límites se han fijado de un modo totalmente arbitrario, por lo que es difícil imaginar que la magnitud de uno de ellos, tomado aisladamente, pueda relacionarse de un modo cuantitativo con los espesores de agua adsorbida.

A causa del gran incremento de superficie específica que está ligado en general al tamaño decreciente de las partículas de un suelo, es de esperar que la intensidad del fenómeno de adsorción esté muy influida por la cantidad de arcilla que contenga el suelo. Skempton (referencia 12) ha definido una cantidad denominada Actividad de una arcilla.

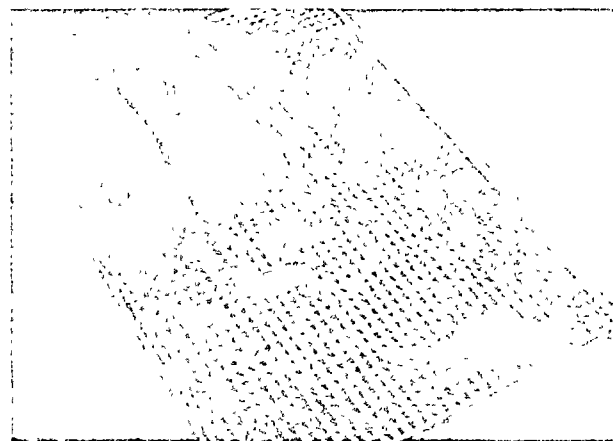
$$A = \frac{I_p}{\% \text{ de peso de suelo mas fino que } 0.002 \text{ mm}} \quad (1.23)$$

La actividad puede valer 0.38 en arcillas caoliníticas, 0.90 en arcillas ílticas y alcanzar valores superiores a 7 en arcillas montmoriloníticas, lo cual da idea de las características de plasticidad de las arcillas, según su composición mineralógica.

Los límites de plasticidad han resultado ser útiles en cuestiones de clasificación e identificación de suelos, tal como se verá en el capítulo II de esta obra. También se usan en especificaciones para controlar el empleo de suelos. En cuestiones posteriores de este mismo capítulo se presentarán algunas correlaciones interesantes entre los Límites de Plasticidad y algunas propiedades fundamentales de los suelos.

1.7 EL MECANISMO DE LA CONTRACCION DE LOS SUELOS FINOS POR SECADO

Es un hecho generalmente aceptado en la actualidad que cuando la superficie de un líquido está en contacto con un material diferente se producen esfuerzos en esa superficie, a causa de la atracción entre las moléculas vecinas de los dos elementos diferentes. Al ingeniero de vías terrestres le preocupa



Prueba del límite plástico

muy especialmente el contacto entre el agua y las partículas minerales de los suelos y entre el agua y el aire; generalmente los esfuerzos que corresponden a estos casos son de tensión. La atracción entre las moléculas vecinas de las sustancias distintas en contacto puede medirse por el coeficiente de tensión superficial, que resulta ser una propiedad característica de cada sustancia. En la referencia 13 se detallan un poco los conceptos físicos que permiten definir este coeficiente y entender los procesos del contacto entre el agua y los suelos, que tengan repercusión en la ingeniería de suelos aplicada a las vías terrestres. Probablemente la evidencia más conocida de los fenómenos de superficie es la capilaridad, propiedad por la cual el agua puede ascender y permanecer por arriba de la línea que representa la presión atmosférica, por el interior de un tubo capilar de vidrio o por un canalículo entre las partículas minerales de un suelo. En la referencia 13 se demuestra que la máxima altura capilar a que puede ascender el agua en tales condiciones resulta ser:

$$h_{cr} = \frac{2T_s \cos \alpha}{r \gamma_w} \quad (1.24)$$

donde T_s es el coeficiente de tensión superficial del

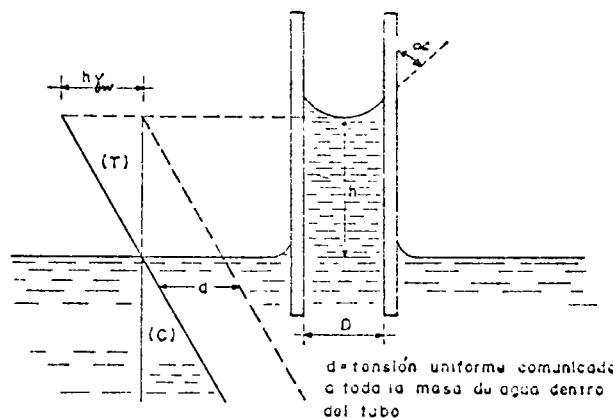


Figura 1-10. Distribución de esfuerzos en un tubo capilar vertical.



Muestra de suelo fino secado por evaporación

agua ($0.071 \frac{g}{cm}$ a $20^\circ C$, pues también es función de la temperatura), α es el ángulo de contacto entre el agua y la pared del canalículo (Rei. 13), y r es el radio de dicho conducto. En Mecánica de Suelos es razonable pensar que usualmente $\alpha = 0$, o sea que el menisco esférico que forma el agua es tangente a las paredes (menisco semiesférico); en tal caso, la expresión (1-24) puede escribirse simplemente

$$h_{cr} = \frac{0.3}{D} \quad (1-25)$$

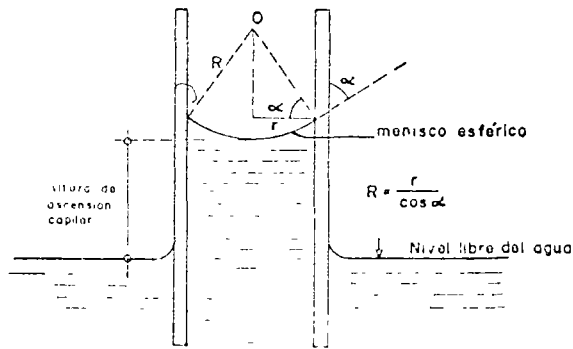


Figura I-11. Relación entre el radio del menisco y el radio del conducto capilar.

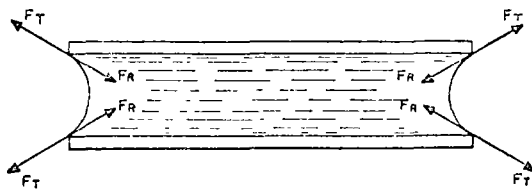


Figura I-12. Esquema que ilustra la generación de presiones capilares en un tubo capilar.

donde D es el diámetro del canalículo en cm y h está en la misma dimensión. Se estima evidente la obtención de la expresión (1-25) a partir de la (1-24), considerando $\alpha = 0$.

En la Fig. I-10 se muestra la distribución de esfuerzos en un canalículo de suelo, el cual se ha idealizado bajo la forma de un verdadero tubo capilar, tal como es común hacerlo en los análisis teóricos de estos temas.

Bajo el nivel libre, la distribución sigue la conocida ley lineal, supuesto que el agua se encuentra en condición hidrostática. Arriba del nivel libre, el estado de esfuerzos está representado por la prolongación del diagrama hidrostático, de manera que en toda la columna de ascensión capilar se tendrán esfuerzos de tensión, considerando la presión atmosférica como origen de esfuerzos.

En cualquier punto de la columna, el esfuerzo de tensión puede obtenerse multiplicando la distancia vertical del punto a la superficie libre por el peso específico del agua.

$$u = h\gamma_w = \frac{2T_s \cos \alpha}{r} \quad (1-26)$$

de donde

$$u = \frac{2T_s}{R} \quad (1-27)$$

En la expresión anterior u es el esfuerzo de tensión en el agua en $\frac{g}{cm^2}$ y R el radio del menisco que forma el agua en el canalículo. Nótese que el radio del menisco y el radio del conducto capilar están relacionados según se muestra en la Fig. I-11, con cuya ayuda se podrá comprender de inmediato el origen de la expresión (1-27)

La expresión (1-27) establece el hecho importante de que el esfuerzo de tensión a que está sometida el agua dentro del suelo, cuando trabaja a tal tipo de esfuerzo, es inversamente proporcional al radio del menisco que se desarrolla en los canalículos del propio suelo. Naturalmente este depende, en primer lugar, del diámetro del propio canalículo, es evidente que el radio mínimo de menisco (al que corresponderá la tensión máxima) vale precisamente la mitad del diámetro del conducto capilar que queda entre las partículas minerales, lo que corresponde a un menisco semiesférico (menisco totalmente desarrollado). Nótese que de acuerdo con lo anterior el

agua podrá alcanzar esfuerzos de tensión muy importantes dentro del suelo, cuando las partículas minerales estén muy próximas, lo que sucede sobre todo en los suelos muy finos, de acuerdo con la regla de que los huecos entre las partículas gruesas son grandes, en tanto que entre las partículas muy finas (arcillas) son pequeñísimos.

De lo anterior resulta evidente que se puede obtener un menisco totalmente desarrollado siempre que el conducto capilar sea lo suficientemente largo como para permitir que la columna de agua se eleve hasta la altura máxima de ascensión capilar. Si el tubo es más corto, la ascensión capilar queda restringida y se formará un menisco de un radio tal que se restablezca el equilibrio hidráulico, con un esfuerzo de tensión en el agua menor que el máximo posible, correspondiente a una columna de agua también menor que lo máximo posible.

Si el conducto capilar se encuentra en posición horizontal, como es el caso del que aparece en la Fig. I-12, se formarán gradualmente en sus extremos los meniscos, debido a la evaporación del agua. En cada extremo la curvatura del menisco aumentará hasta la máxima, que corresponde a la forma semiesférica, como ya se dijo; al mismo tiempo, el esfuerzo de tensión en el agua aumentará hasta su valor máximo correspondiente al diámetro del conducto capilar de que se trate. Si continúa la evaporación del agua, los meniscos se retrairán hacia el interior del conducto, conservando su curvatura y manteniéndose, por lo tanto, invariable la tensión en el agua. Se ve, pues, que en un conducto capilar horizontal el esfuerzo de tensión en el agua es el mismo en toda la longitud, a diferencia del tubo vertical, en donde, como se indicó, los esfuerzos siguen una ley de variación triangular.

En el caso del conducto de la Fig. I-12, al formarse los meniscos aparecerán en toda su perifería fuerzas de tensión (F_t), causadas por las atracciones entre las moléculas del agua y las paredes. A estas fuerzas de tensión en el agua corresponderán, por reacción, las fuerzas de compresión (F_R) que se muestran; por efecto de estas fuerzas, el conducto capilar tenderá a cerrarse y a acortar su longitud. En toda la masa de agua entre los meniscos existen tensiones; por lo tanto, existirán sobre las paredes del conducto, como reacción, esfuerzos de compresión que tienden a cerrarlo. Como resultado del efecto anterior, una masa compresible, atravesada por tubos capilares sometidos a evaporación, se contraerá voluméticamente.

Con las consideraciones expuestas en los párrafos anteriores, siempre complementadas por la Ref. 13, es posible comprender el mecanismo de contracción de los suelos finos, así como las razones para el mismo.

Un suelo saturado exhibe primeramente una superficie brillante, debido a la presencia del agua que llena sus poros por completo. A medida que comienza la evaporación, en los extremos de los canalículos se irán formando meniscos cóncavos, al continuar el

proceso de evaporación, irá disminuyendo el radio de curvatura de los meniscos y aumentando, por lo tanto, el esfuerzo de tensión en el agua (expresión I-27) y, correspondientemente, los esfuerzos capilares de compresión actuantes sobre la estructura sólida del suelo que, por este efecto, se comprime. La evaporación seguirá disminuyendo el radio de curvatura de los meniscos y comprimiendo la estructura del suelo, hasta un punto en que la tensión capilar sea incapaz de producir mayor deformación; en tal momento comenzará la retracción de los meniscos hacia el interior de la masa de suelo. Macrofísicamente ese momento está señalado por el cambio de tono del suelo, de la apariencia húmeda a seca. Este momento corresponde al Límite de Contracción, pues aunque la evaporación continúe ya no disminuirá el volumen del suelo, por haber llegado el agua a su tensión máxima, a la que corresponde la máxima compresión capilar sobre la estructura del suelo. Nótese que en el límite de contracción el suelo sigue saturado si estaba saturado al comienzo del proceso de la evaporación, pues aunque dicha evaporación le ha hecho perder agua, esta pérdida está exactamente compensada por la pérdida de volumen de vacíos causada por la compresión capilar; un gramo de agua evaporada corresponde a un cm^3 de contracción volumétrica.

I-8 PERMEABILIDAD

Generalmente el agua fluye a través de los suelos por gravedad. El régimen del flujo se dice que es laminar cuando las líneas de flujo permanecen sin juntarse entre sí, excepción hecha del efecto microscópico de mezcla molecular; cuando las líneas de flujo se entremezclan y dan lugar a turbulencias características se dice que el flujo es turbulento.

Para velocidades bajas, el flujo de agua a través de los suelos es laminar, pero al aumentar la velocidad más allá de un cierto límite, se hace turbulento. Si de un régimen turbulento se desea regresar al ré-

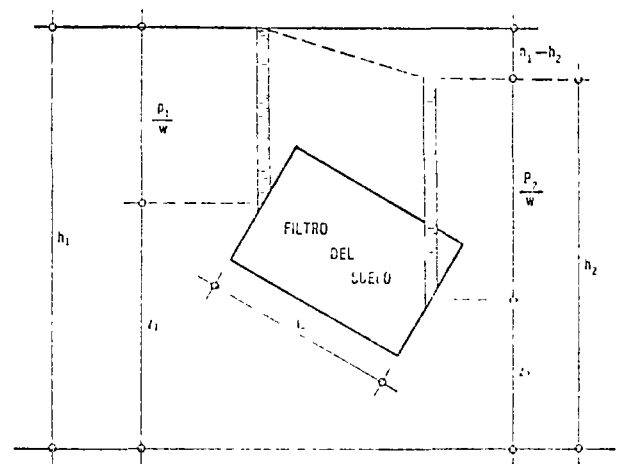


Figura I-13. Esquema del dispositivo experimental de Darcy.

gimen laminar por disminución de velocidad, se observa que la transición ocurre a una velocidad mayor que aquella en la que se pasó de régimen laminar a turbulento; esto sugiere la existencia de un intervalo de velocidad en el cual el flujo puede ser circunstancialmente laminar o turbulento. Reynolds (Ref. 14) encontró que existe una cierta velocidad en el agua (γ , de hecho, en cada líquido) abajo de la cual, para un cierto diámetro de conducción y a una temperatura dada, el flujo siempre es laminar. Esta es la velocidad crítica. Similamente existe una velocidad arriba de la cual el flujo siempre es turbulento, en el caso del agua esta segunda velocidad es del orden de 65 veces la velocidad crítica.

El fundamento de casi toda la teoría de flujo a través de los suelos radica en el trabajo experimental de Henri Darcy (Ref. 15), que se conoce hoy como ley de su nombre. Trabajando con un dispositivo de diseño personal, que se reproduce esencialmente en la Fig. I-13, Darcy encontró que para velocidades suficientemente pequeñas, el gasto a través de la conducción queda expresado por

$$Q = kiA \quad (1-28)$$

donde

- A: es el área total de la sección transversal del filtro colocado en la conducción;
- i : es el gradiente hidráulico, medido por la expresión;

$$i = \frac{h_1 - h_2}{L}$$

- k : es una constante de proporcionalidad, a la que Darcy dio el nombre de coeficiente de permeabilidad

Por otra parte, la ecuación de continuidad del gasto establece que

$$Q = Av \quad (1-29)$$

donde v es la velocidad del flujo.

Si la ecuación 1-29 se compara con la 1-28, resalta de inmediato que puede escribirse

$$v = ki \quad (1-30)$$

que es una manera común de escribir la ley de Darcy, aun cuando ella haya sido originalmente propuesta en la forma de la ecuación 1-28.

Analizando la ecuación 1-30 puede establecerse una excelente definición para el coeficiente de permeabilidad, k , según la cual éste resulta ser la velocidad con que fluye el agua a través del suelo cuando está sometida a un gradiente hidráulico unitario. Naturalmente que las unidades de k son también las correspondientes a una velocidad, lo que se ve de inmediato en la misma ecuación 1-30, teniendo en cuenta que i carece de dimensiones. Es obvio

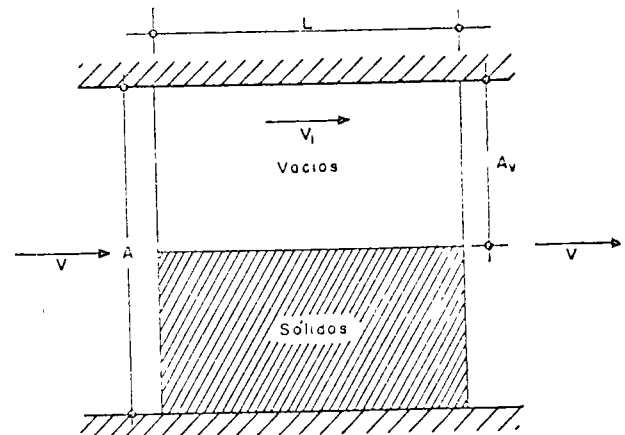


Figura I-14. Esquema que ilustra la distinción entre la velocidad de descarga y la de filtración.

que en el valor numérico de k se reflejan propiedades físicas del suelo y del fluido circulante.

En realidad, la velocidad v que se ha venido considerando en las ecuaciones 1-29 y 1-30 no representa ninguna velocidad real con que el agua fluya a través del filtro que llena la conducción mostrada en la Fig. I-13. Esta velocidad, llamada de descarga, está referida al área A , total de la conducción, que no es de la que realmente dispone el agua para fluir. Es posible tener una idea aproximada de lo que pudiera ser la verdadera velocidad del agua a través del suelo si se acepta que el flujo sólo es posible a través de los vacíos. Tomando en cuenta el esquema de la Fig. I-14, se ve que si se define una velocidad llamada de filtración (v_1) que corresponda a esta última consideración, debe tenerse, por continuidad del gasto,

$$A_v v_1 = Av$$

de donde

$$v_1 = \frac{A}{A_v} v$$

Pero si se considera una dimensión unitaria normal al plano del papel y se recurre a la definición de la relación de vacíos e , puede ponerse

$$e = \frac{A_v}{A - A_v}$$

de donde

$$\frac{1}{e} = \frac{A}{A_v} - 1$$

y

$$\frac{A}{A_v} = \frac{1+e}{e}$$

Con lo anterior, la relación entre la velocidad de filtración y la velocidad de descarga resulta ser:

$$v_1 = \frac{1+e}{e} v \quad (1-31)$$

En rigor, la velocidad de filtración tampoco es una velocidad "real", puesto que el suelo no es como se muestra en el esquema de la Fig 1-11, sino que el flujo ocurre a través de una serie de canalículos irregulares y sinuosos entre las partículas del suelo. Tanto la velocidad de descarga como la velocidad de filtración son simplemente elementos de cálculo que permiten llegar a resultados correctos dentro de las consideraciones que han servido para las respectivas definiciones.

La ley de Darcy es, como se ha dicho, estrictamente experimental, por lo que su validez no puede ir más allá de las condiciones específicas que hayan presidido el conjunto de experiencias que le dieron nacimiento. Desde este punto de vista, es un hecho afortunado que Darcy haya experimentado flujos de agua a través de filtros de suelo, utilizando una gran variedad de tipos de suelo y de gradientes hidráulicos, pues esto hace que sus resultados sean aplicables a los problemas prácticos de la Mecánica de Suelos. En la referencia 16 se presenta una justificación más adecuada que la simple intuición para la utilización de la ley de Darcy en Mecánica de Suelos y se discuten sus límites de validez con base en la relación conocida como el Número de Reynolds, en la referencia 2 se da otro análisis de los límites de validez de la ley de Darcy, con base en un criterio diferente. La conclusión en ambos casos es que la ley de Darcy resulta aplicable al flujo de agua a través de suelos que son más finos que las arenas medias o gruesas, para casi cualquier gradiente hidráulico imaginable en un problema práctico.

En la mencionada referencia 2 se discuten y detallan los diferentes métodos para medir el coeficiente de permeabilidad del suelo.

La permeabilidad de los suelos es uno de los valores que admiten mayores variaciones, según el tipo de material de que se trate. Varía entre límites tan amplios como 10 ó 100 cm/seg en gravas limpias, hasta 10^{-8} ó 10^{-9} cm/seg en arcillas homogéneas montmoriloníticas o bentoníticas, situadas abajo de la zona de intemperismo. La permeabilidad típica de las arenas limpias puede ser del orden de 10^{-2} - 10^{-3} $\frac{\text{cm}}{\text{seg}}$, llegando a valores de 10^{-4} $\frac{\text{cm}}{\text{seg}}$ en arenas muy finas, los limos y depósitos de morrena glacial pueden tener permeabilidades tan bajas como 10^{-5} - 10^{-6} $\frac{\text{cm}}{\text{seg}}$.

En general las arcillas tienen permeabilidades menores que 10^{-5} $\frac{\text{cm}}{\text{seg}}$. Con permeabilidades menores que 10^{-3} $\frac{\text{cm}}{\text{seg}}$, un suelo debe considerarse inapropia-

do para usarse como dren, y con permeabilidad menor que 10^{-7} $\frac{\text{cm}}{\text{seg}}$ un suelo puede ser considerado prácticamente impermeable.

La permeabilidad de los suelos está influida por las siguientes características de los mismos:

- a) La relación de vacíos.
- b) El tamaño de sus partículas.
- c) La composición mineralógica y físico-química del suelo.
- d) La estructura.
- e) El grado de saturación.
- f) La existencia de agujeros, fisuras, etc.

También depende en forma importante de la temperatura del agua.

En la referencia 2 se discute de un modo bastante completo la relación entre el coeficiente de permeabilidad de un suelo fino y su relación de vacíos, y se llega a la conclusión de que el primero es directamente proporcional al cuadrado de la segunda.

No se ha podido establecer una relación confiable entre el coeficiente de permeabilidad y la curva granulométrica de un suelo. Para arenas finas, Allen Hazen obtuvo ya en 1892 su famosa relación:

$$k = C D_{10}^2 \quad (1-32)$$

donde k está en $\frac{\text{cm}}{\text{seg}}$ y D_{10} es el diámetro efectivo del suelo (el 10% en peso, del mismo, es de ese tamaño o menor), expresado en cm. A despecho de su popularidad, la expresión (1-32) debe verse simplemente como una burda manera de establecer sólo el orden de magnitud del coeficiente de permeabilidad en arenas de tamaño mediano a grueso (con ellas trabajó Hazen para obtener su relación), y nunca como algo que substituya a las pruebas de laboratorio cuando se requiera una precisión razonable. El valor de la constante C varió entre 41 y 116 en las pruebas de Hazen, y un valor de 120 suele mencionarse como un promedio aceptable para el manejo de la fórmula. En la referencia 2 se mencionan algunas otras expresiones más complicadas, pero de efectividad aún más dudosa, para relacionar el coeficiente de permeabilidad con el tamaño de las partículas del suelo.

La composición mineralógica de las arcillas influye mucho en la permeabilidad de los suelos, a causa de las atmósferas de adsorción que se forman en torno a los cristales de mineral, adheridas muy fuertemente a éstos y que contribuyen a dificultar el flujo de agua.

La estructuración de los suelos también afecta su permeabilidad. En suelos muy finos, con minerales de forma laminar, el hecho de que exista una estructura flocculada o dispersa es importante, pues en el segundo caso se tienen permeabilidades mucho mayores en la dirección paralela a las caras alineadas de

las partículas, produciéndose así una fuerte anisotropía en la distribución de permeabilidad dentro de la masa de suelo. Estos fenómenos se plantean muy frecuentemente en suelos compactados, en los que la estructura que se obtiene es floculada o dispersa, según el procedimiento de compactación que se emplee.

Es evidente el efecto del grado de saturación y el de grietas y fisuras que pueda presentar el suelo y se estima que no es necesaria ulterior insistencia para imaginarlo cualitativamente; naturalmente que tales influencias son mucho más difíciles de definir en forma cuantitativa.

1.9 LOS CONCEPTOS DE ESFUERZO EFECTIVO Y ESFUERZO NEUTRAL

El suelo es un compuesto de tres fases, sólida, líquida y aire. No es posible imaginar tres sustancias de comportamiento mecánico más disímulo que un cristal mineral, con alta resistencia al esfuerzo cortante y muy rígido; el agua, relativamente incompresible a presiones ingenieriles, pero con resistencia al esfuerzo cortante insignificante, y el aire, altamente compresible. Sin embargo, al hablar de resistencia de los suelos a los esfuerzos o de esfuerzos en suelos, hay que tener presente que los tres materiales actúan en ligazón estrecha, de manera que la respuesta del conjunto a cualquier carga o la transmisión de los esfuerzos de esa carga al interior del conjunto es una acumulación del comportamiento de los tres componentes. Si se dedica un momento de atención a esta situación, el ingeniero estará preparado a aceptar que los fenómenos de transmisión de esfuerzos y resistencia de los suelos siguen mecanismos tan complicados y cambiantes como los que efectivamente le revelará la práctica profesional.

Un mismo suelo podrá presentar características de resistencia, compresibilidad y esfuerzo-deformación completamente distintas según las circunstancias en que las cargas actúen e influyan de una u

otra manera en cada uno de los tres componentes. Se adivina de inmediato la gran influencia que el tiempo tendrá en la respuesta de los suelos, pues son muy conocidos los cambios de comportamiento del agua y del aire, según que las cargas aplicadas actúan muy lentamente o muy rápidamente, con todas las gamas intermedias. Si por efecto de cargas exteriores el agua adquiere presiones elevadas, aprovechando la permeabilidad del conjunto tenderá a fluir hacia zonas de la masa en que prevalezca una menor presión, y este hecho se reflejará en la compresibilidad y en el estado de esfuerzos de las zonas cargadas. En definitiva, puede decirse que la interacción constante de las tres fases del suelo y su muy diferente respuesta a los esfuerzos, producirá en cada proceso de carga una compleja situación en la que los esfuerzos se repartirán de un cierto modo entre las tres fases, siendo esta situación variable con el tiempo y, desde luego, distinta en cada proceso de carga y distinta también, aun dentro del mismo proceso, si se produce cualquier cambio en el balance entre las tres fases.

Considérese una carga P uniformemente distribuida sobre una placa de área A , la cual se apoya sobre un conjunto de partículas minerales, de forma irregular y con vacíos entre ellas (Fig. I-15a).

Es evidente que la distribución uniforme de la carga, que resulta admisible en la placa de área A , ya no resulta lógica en las partículas de suelo. La forma irregular y variable de las partículas hace imposible definir exactamente cómo se reparte la carga entre ellas y cuál pueda ser el esfuerzo en cada uno de sus puntos, pero es evidente que estos esfuerzos serán muy elevados en los puntos de contacto y mucho menores en puntos intermedios o aun en puntos interiores de las partículas. Como quiera que resulta imposible trabajar con los esfuerzos "verdaderos" que soportan los granos, en Mecánica de Suelos se ha acostumbrado definir un esfuerzo ficticio como el que representa al estado que se tenga bajo la placa; este esfuerzo ficticio resulta de relacionar la carga total actuante con el área total cubierta con la placa

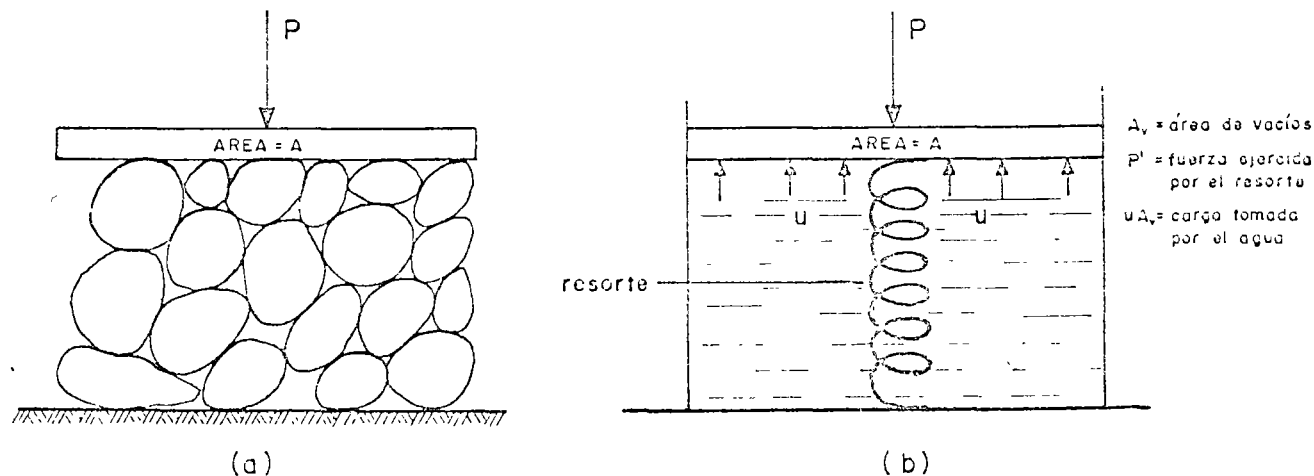


Figura I-15. Distribución de los efectos de una carga exterior en una masa de suelo

$(\sigma = \frac{P}{A})$. Se le llama el esfuerzo total. Es, desde luego, menor que el esfuerzo medio en los sólidos bajo la placa y mucho menor que el "verdadero" esfuerzo actuante en los puntos de contacto entre las partículas.

Si la carga P se aplica a un suelo que tenga sus vacíos llenos de agua, la distribución de la carga en el conjunto será aún más compleja (Fig. I-15.b). Si u es la presión del agua dentro de los vacíos y A_v es el área de los vacíos medida en un plano paralelo a la base de la placa, entonces $u A_v$ representará la parte de la carga P que soporta el agua de los vacíos del suelo; el resto de la carga P la soportará la estructura sólida del suelo y se transmitirá a través de los granos de la misma. En la Fig. I-15.b se ha representado a la estructura sólida del suelo con un resorte. Evidentemente, debe tenerse:

$$P = P' + u A_v$$

donde P' representa a la parte de carga que toma la estructura sólida del suelo o el resorte de la Fig. I-15.b.

Si se dividen los dos miembros de la expresión anterior por A , área de la placa, se tendrá:

$$\frac{P}{A} = \frac{P'}{A} + u \frac{A_v}{A}$$

o, empleando la notación de esfuerzos

$$\sigma = \bar{\sigma} + u \frac{A_v}{A} \quad (1-33)$$

La ecuación (1-33) juega un papel fundamental en la Mecánica de Suelos Moderna y se denomina la ecuación del esfuerzo efectivo. En ella figuran el esfuerzo total, σ , ya definido, y los esfuerzos $\bar{\sigma}$ y u , denominados esfuerzos efectivo y presión de poro, respectivamente. El primero representa la parte del esfuerzo total que es tomada por la fase sólida del suelo, transmitiéndose entre los granos de la misma. La segunda representa la presión u que está sometida el agua en los vacíos del suelo; a causa de la incapacidad del agua para tomar esfuerzos cortantes, la presión u se denomina frecuentemente presión neutral.

En la fórmula (1-33) aparece también la relación

$$N = \frac{A_v}{A} \quad (1-34)$$

denominada relación del esfuerzo-neutral. Como quiera que en los suelos el área de contacto entre los granos sobre un plano horizontal dado es muy pequeña en comparación con el área total cubierta por la placa de área A , se sigue que la relación N valdrá muy aproximadamente 1. Tomándola como tal (y esto se hace normalmente en la Mecánica de Suelos), la ecuación (1-33) puede escribirse sencillamente,

$$\sigma = \bar{\sigma} + u \quad (1-35)$$

La ecuación (1-35) fue propuesta primeramente por Terzaghi y más que a ninguna otra idea debe atribuírsele el mérito de abrir el camino a la aparición de la Mecánica de Suelos Moderna y la posibilidad de estudiar la resistencia y la deformación de los suelos con base científica.

En el concreto o las rocas, en las que los granos de sólidos se interconectan por cristales, el valor de N es apreciablemente menor que 1, pudiendo llegar a valores del orden de 0.5 en mármoles, granitos y en el propio concreto.

Intuitivamente se ve que el concepto de esfuerzo efectivo, así definido, describe mejor el comportamiento de los suelos que los conceptos de esfuerzo total o de presión neutral. Se advierte que si el esfuerzo efectivo aumenta, las partículas sólidas del suelo se presionarán una contra otra, tratando de deslizarse relativamente o de encajarse, para llegar a estructuraciones más compactas; en cambio el mismo aumento con el esfuerzo total y en la presión de poro (con lo que el esfuerzo efectivo permanecerá igual, según la ecuación (1-35) no tendrá ningún efecto en el acomodo de las partículas.

I-10 RELACIONES ESFUERZO-DEFORMACION

Probablemente una de las características ingenieriles más representativas de un material, desde el punto de vista de definir su comportamiento en relación con las necesidades y los usos del ingeniero, es el conjunto de datos de un proceso incitación-respuesta que constituye lo que usualmente se llama la relación o relaciones esfuerzo-deformación.

En efecto, al tratar con un material de construcción, el ingeniero está fundamentalmente preocupado por dos aspectos básicos, en torno a los que puede decirse que giran todos los demás. Estos son, en primer lugar, la resistencia del material a los esfuerzos a los que se someta, problema que lleva aparejado el concepto de falla del material y que en forma breve se comentará más adelante. En segundo lugar preocupa la deformabilidad del material expresada en relación a los esfuerzos que se le apliquen, tanto en lo que se refiere a la intensidad o nivel de los esfuerzos, como a la manera en que se ejerzan, incluyendo su velocidad de aplicación. Esta última gama de comportamiento es lo que el ingeniero describe en forma primaria por medio de una relación esfuerzo-deformación. Si los suelos fueran homogéneos, isótropos y linealmente elásticos, sería posible describir su comportamiento esfuerzo-deformación haciendo uso del módulo de Young (E) y de la relación de Poisson, obtenidas de una prueba única y sencilla, tal como una simple prueba de extensión, en que se estirase una barra del material, midiendo las tensiones aplicadas y las deformaciones longitudinales y trans-

versales resultantes. Con las constantes elásticas sería posible, en el material ideal, calcular la relación entre los esfuerzos y las deformaciones para otros tipos de prueba que representasen otras condiciones reales distintas de la tensión simple.

Los suelos no son materiales en que se cumplan las hipótesis anteriores. Independientemente de que en un caso particular pueda resultar útil usar valores de módulo de la elasticidad o de la relación de Poisson, debe tenerse muy presente que estos valores no son constantes de un suelo, sino cantidades que, en el mejor de los casos, describen aproximadamente el comportamiento de un suelo para un estado de esfuerzos dado y que cambiarán, quizá radicalmente, si cambia el estado de esfuerzos o si los esfuerzos se aplican de diferente manera. Por eso, cuando en relación con los suelos se mencionan las constantes elásticas anteriores, debe tenerse en cuenta que no representan nada en sí mismas, fuera de la condición particular para la que se ha medido o calculado.

El monto de deformación causado en el suelo por los esfuerzos depende de su composición, de su relación de vacíos, de la historia anterior de esfuerzos aplicados al suelo y de la manera como se le apliquen los nuevos esfuerzos. Para la gran mayoría de los problemas prácticos, el mejor método para conocer las características esfuerzo-deformación es medir directamente en una prueba de laboratorio o de campo las deformaciones que producen esfuerzos lo más similares posibles a los que actuarán en la masa de suelo afectada por el problema real que se estudie.

Existe en la realidad ingenieril una enorme variedad de maneras de aplicar esfuerzos y de producir, por consiguiente, deformaciones al suelo. Tan gran variedad de circunstancias no puede representarse por una sola prueba de laboratorio, so pena de perder representatividad y, evidentemente, no puede aspirarse a diseñar en cada caso la prueba más representativa a que sea dado llegar. Entre estas dos actitudes extremas, el ingeniero trata de llegar a una solución racional de su inquietud haciendo uso de varias pruebas de laboratorio, que representen diferentes condiciones entre las que queden comprendidas aquellas que son más familiares a la práctica ingenieril.

Las principales pruebas de laboratorio de que se hace uso para determinar características esfuerzo-deformación de los suelos, son las siguientes:

1. Prueba de compresión hidrostática o isótropa. Es útil para el estudio de deformaciones volumétricas únicamente, en ella se aplica a un espécimen de suelo un estado de esfuerzos hidrostáticos, es decir, esfuerzos de compresión iguales, actuando en todas direcciones. Esta prueba no es muy usual en la práctica ingenieril.

2. Prueba de compresión confinada o prueba de consolidación. Se ejecuta en un aparato denominado consolidómetro o edómetro (Ref. 17). Se aplican al suelo (un espécimen cilíndrico de poca altura en comparación al área) esfuerzos normales verticales, en tanto se impide toda deformación lateral confi-

nándolo en el interior de un anillo de bronce. De esta manera la deformación axial define exactamente la deformación volumétrica. En esta prueba la relación entre el esfuerzo normal lateral y el normal vertical es el valor de K_0 , que con el nombre de coeficiente de esfuerzo o presión de tierra en reposo, juega un papel importante en la Mecánica de Suelos Aplicada. En las formas comunes de consolidómetro sólo se mide el esfuerzo normal vertical y la deformación axial (también vertical), pero en la referencia 18, por ejemplo, se describe un tipo de aparato que permite medir también los esfuerzos normales laterales.

La deformación vertical se mide por medio de extensómetros, en tanto que el esfuerzo normal vertical se conoce controlando las cargas que se aplican al aparato, las que se reparten homogéneamente sobre el área conocida del espécimen.

La prueba de consolidación fue originalmente desarrollada por Terzaghi.

3. Prueba triaxial. Es la más común y versátil de las pruebas que se realizan para conocer las relaciones esfuerzo-deformación de los suelos. También es la prueba más útil de laboratorio para conocer su resistencia, por lo cual se detallará más adelante cuando se hable de esta característica fundamental de los suelos. Baste por el momento decir que en ella se mide la deformación axial de un espécimen cilíndrico de altura aproximadamente igual a 2 ó 3 veces el diámetro de su base, mientras se aplican a tal espécimen un esfuerzo normal vertical conocido y esfuerzos laterales (presión confinante) iguales en todas las direcciones horizontales. El espécimen es primeramente sometido a la presión de confinamiento, dada usualmente por agua a presión dentro de la cámara triaxial, después se incrementa el esfuerzo vertical hasta que el espécimen falla (esfuerzo desviador).

La prueba de compresión simple es una variante de la prueba triaxial, en la que la presión confinante inicial exterior es nula, por lo que no requiere hacerse en la cámara triaxial. Es análoga a la prueba de compresión hecha en cilindros de concreto.

En la prueba triaxial puede conocerse el esfuerzo aplicado utilizando un vástago de carga con pesos conocidos (prueba con esfuerzo controlado) o bien puede medirse el esfuerzo empleando una báscula hidráulica y presionando el vástago sobre el espécimen a una velocidad conocida (prueba de deformación controlada). La deformación axial se mide utilizando extensómetros.

Actualmente existen otras muchas variantes en lo que se refiere a la manera de hacer fallar el espécimen, la que más se usa, además de la someramente descrita, es aquella en la que el esfuerzo vertical normal se mantiene constante y se aumenta la presión de confinamiento hasta que el espécimen falla deformándose hacia arriba, a esta variante se le denomina prueba triaxial de extensión y se utiliza para simular los esfuerzos de empuje lateral en una masa de suelo.

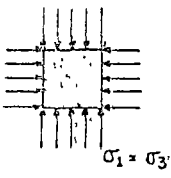
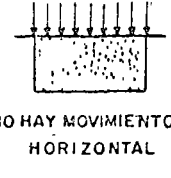
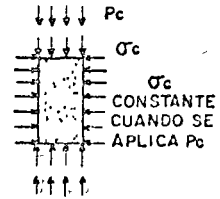
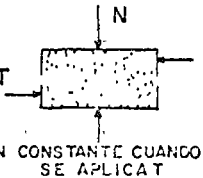
PRUEBA	COMPRESION ISOTROPA	COMPRESION CONFINADA (consolidómetro)	COMPRESION TRIAXIAL	PRUEBA DIRECTA
CONDICIONES BASICAS	 $\sigma_1 = \sigma_3$	 NO HAY MOVIMIENTO HORIZONTAL	 P_c σ_c CONSTANTE CUANDO SE APLICA P_c	 N CONSTANTE CUANDO SE APLICA T
TIPO DE DEFORMACION	VOLUMETRICA	PRINCIPALMENTE VOLUMETRICA, PERO CON ALGO DE DISTORSION	DISTORSION Y VOLUMETRICA	PRINCIPALMENTE DISTORSION Y ALGO DE VOLUMETRICA
USOS	PARA ESTUDIOS DE DEFORMACION VOLUMETRICA	PARA REPRODUCIR ALGUNAS CONDICIONES REALES DE CAMPO	PARA EL ESTUDIO DE RESISTENCIA DE LOS SUELOS ES LA PRUEBA MAS COMUN	PARA EL ESTUDIO DE RESISTENCIA DE LOS SUELOS

Figura I-16. Tipos comunes de pruebas esfuerzo-deformación. (Ref. 18.)

4. La prueba directa de esfuerzo constante. En esta prueba, un espécimen de altura pequeña en comparación a su área transversal se coloca dentro de una caja con dos secciones, la inferior fija y la superior susceptible de ser movida horizontalmente. Se da al espécimen carga vertical sobre la cara superior del dispositivo, para producir un esfuerzo normal vertical conocido. La falla se produce aplicando una

fuerza rasante al marco superior móvil, de manera que se obliga la falla del espécimen en el plano que define la unión entre las partes fija y móvil del dispositivo.

En la Fig. I-16 se muestran esquemáticamente las diferentes condiciones de esfuerzos, deformaciones y utilización de las pruebas que se han mencionado. Esta figura está inspirada en la referencia 18.

En general, las curvas esfuerzo-deformación que se obtienen de las pruebas someramente descritas más arriba corresponden a alguno de los dos arquetipos esquemáticamente presentados en la Fig. I-17.

La curva llena de la parte a) de la figura es representativa de los materiales llamados de "falla frágil", cuyo comportamiento esfuerzo-deformación se caracteriza porque después de llegar el esfuerzo a un máximo bien definido, hasta el cual se llegó en forma aproximadamente lineal, desciende rápidamente al aumentar la deformación. Los materiales con este tipo de falla resisten a los esfuerzos con pequeñas deformaciones, hasta llegar al esfuerzo máximo (resistencia máxima), a partir de cuyo límite su capacidad de resistencia desciende rápidamente, en tanto la deformación aumenta hasta la ruptura eventual; estos materiales son confiables en tanto no se alcanza su resistencia máxima, pero en tal punto sufren lo que para fines prácticos es un verdadero colapso.

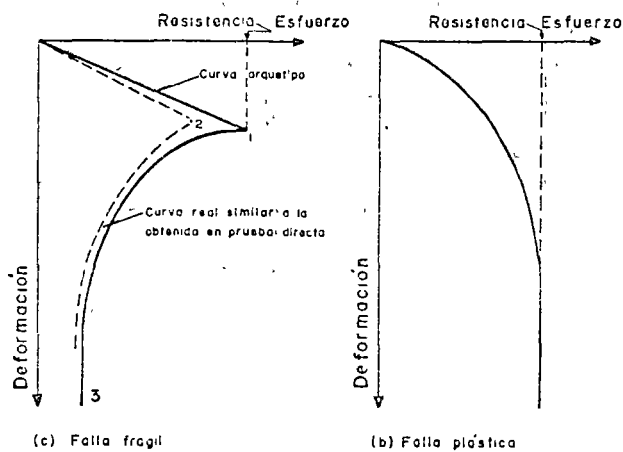


Figura I-17. Tipos de falla considerados en los suelos.

En la parte *b*) de la Fig. I-17 se muestra la curva esfuerzo-deformación típica de los materiales de "falla plástica", en los que al llegar a un esfuerzo límite se produce la fluencia plástica del material bajo esfuerzo constante e igual al límite; en estos materiales la falla no está bien definida, pero lo interesante desde el punto de vista práctico es que un material de "falla plástica" movilizará su resistencia a medida que aumente el esfuerzo que se le aplique, de manera que al llegar al esfuerzo máximo (resistencia máxima) el material ya no es capaz de movilizar mayor resistencia y, de hecho comienza a deformarse bajo esfuerzo constante (a no ser que haya alguna restricción exterior que impida tal deformación, como podría ser el hecho de que la masa de suelo que hubiese alcanzado la resistencia límite esté rodeada por otras masas de suelo con menores esfuerzos actuantes, que al estar sometidas a menores deformaciones impiden la deformación de la masa en fluencia) hasta la eventual ruptura, generalmente precedida por una zona de "endurecimiento", en la cual el material suele movilizar resistencias mayores que la de fluencia, al somerérselo a deformaciones próximas a la ruptura. Lo importante es, desde el punto de vista práctico, que un material de "falla plástica" continuará movilizándolo su resistencia máxima aunque se siga deformando bajo el esfuerzo límite, lo cual puede tener repercusiones muy importantes en el comportamiento estructural del material, que, por así decirlo, continuará resistiendo por completo tras lo que se podría considerar su falla; a diferencia de los materiales de "falla frágil", en los que sobreviene un verdadero colapso, acompañado de gran pérdida de resistencia, cuando sufre cualquier deformación adicional a la correspondiente al esfuerzo límite.

Es muy variable el intervalo de deformación que sea capaz de absorber un material de "falla plástica" en fluencia bajo esfuerzo límite antes de endurecerse y romperse. En las referencias 19 y 20 Lambe y Whitman presentan varias curvas esfuerzo-deformación reales, obtenidas en pruebas directas o triaxiales; en ellas puede observarse que existe una variedad amplia de formas, aun cuando en esencia todas ellas puedan identificarse con uno de los dos arquetipos mostrados en la Fig. I-17.

La relación esfuerzo-deformación de un material no es una característica constante, sino que varía con diversas circunstancias dentro del mismo material. En general, el comportamiento plástico corresponde a las arenas sueltas y a las arcillas blandas, con contenido de agua relativamente elevado, en tanto que el comportamiento frágil es propio de arenas compactas y arcillas duras. No existe un límite preciso de compactación a partir del cual todas las arenas pasan del comportamiento plástico al frágil, sino que hay diferencias en estos límites al analizar distintas arenas. Por ejemplo, Skempton y Bishop (Ref. 21) reportan el caso en que una arena con porosidad inicial de 37.5% exhibe un comportamiento frágil claro, el cual pasa a ser plástico, igualmente claro, cuando

la porosidad alcanza el valor de 15.6%. Por su parte, Lambe y Whitman (Ref. 19) presentan un caso en que una arena con relación de vacíos de 0.605 tenía comportamiento frágil, en tanto que con relación de vacíos de 0.834 su comportamiento era netamente plástico. Respecto a las arcillas pueden hacerse comentarios similares, si bien en este caso son más los factores que intervienen, según habrá ocasión de discutir más adelante.

I-11 COMPRESIBILIDAD DE SUELOS GRANULARES

La compresibilidad de suelos granulares ha merecido relativamente menos atención que la que se ha otorgado a los suelos cohesivos, por lo menos hasta hace pocos años. De hecho, estaba en la mente de muchos ingenieros prácticos la idea de que los suelos granulares no presentaban problemas muy serios de deformación, éstas eran siempre muy pequeñas y ocurrían en forma casi instantánea, generalmente al aplicarse las primeras cargas durante el proceso de construcción.

Es posible que este panorama simplista sea aún hoy correcto si se aplican al suelo granular esfuerzos de nivel muy bajo. Un criterio como el anteriormente citado quizá pueda aún tenerlo un ingeniero que construya cimentaciones que transmitan al suelo granular cargas moderadas, sobre todo si, como es usual en estas técnicas, toma la decisión de mejorar la calidad del suelo cuando su compactación natural es baja.

Sin embargo, la ingeniería moderna ha impuesto otros usos a los suelos granulares. Como respaldos de las grandes presas que ahora se construyen o construyendo los grandes terraplenes que las modernas carreteras exigen, es cada vez más frecuente y lo será aún más en el futuro, que los suelos granulares, formados a veces por partículas muy gruesas (pedraplenes y emrocamientos) trabajen sometidos a niveles de esfuerzos hasta ahora completamente inusuales. En efecto, los enrocamientos de más de 150 m en presas de tierra son ya bastante familiares, y en caminos y ferrocarriles es ya común construir pedraplenes de 50 a 60 m de altura. Tanto por razones de los materiales que se explotan normalmente en zonas de terreno quebrado, en las que lógicamente se dan estos grandes terraplenes, como por razones de natural preferencia por parte de los ingenieros, casi por lo general los terraplenes altos de las vías terrestres se construyen con suelos en que los fragmentos de roca, las gravas y las arenas forman la parte principal, la que define el comportamiento mecánico. El ingeniero de Vías Terrestres no es entonces ya ajeno a los problemas de comportamiento de materiales granulares bajo esfuerzos relativamente altos, en los que pueden presentarse problemas serios de compresibilidad. Las deformaciones experimentadas por un elemento de suelo granular son el resultado de las deformaciones propias de las partículas que lo com-

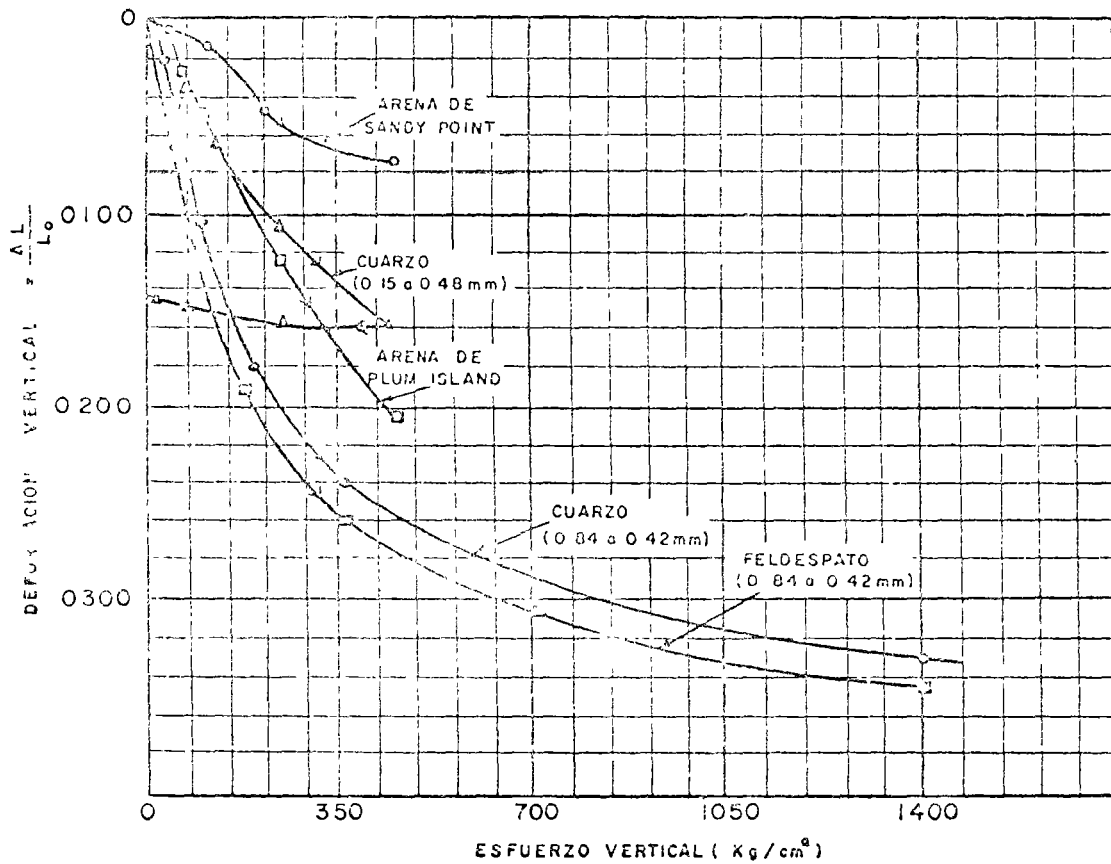


Figura I-18. Compresibilidad en pruebas de compresión confinada de varias arenas sujetas a muy altos niveles de esfuerzo (Ref. 14).

ponen, más el movimiento relativo entre ellas. Las deformaciones propias de las partículas pueden ser muy grandes, especialmente en sus contactos y consisten fundamentalmente en distorsiones y eventualmente en rupturas y desmenuzamientos, el movimiento relativo entre las partículas ocurre por deslizamiento o rodamiento. Con frecuencia los movimientos relativos son posibles por las distorsiones previas que sufren las partículas, y la importancia relativa de estas dos fuentes de deformación, respecto a la deformación total, puede cambiar a medida que ésta tiene lugar.

A Compresibilidad en compresión isotrópica

Cuando una muestra de arena se somete a compresión isotrópica (ver párrafo I-10) pueden ocurrirle grandes deformaciones volumétricas como consecuencia de colapsos estructurales locales, éstos producen rodamientos y deslizamientos de las partículas y como resultado se ejercen fuerzas tangenciales de consideración en los puntos de contacto entre ellas. Sin embargo, estas fuerzas se neutralizan prácticamente en cualquier plano que corte a un conjunto de puntos de contacto, de manera que el esfuerzo cortante en cualquier plano puede ser cero y, a pesar de ello, están actuando fuerzas de contacto muy grandes en los contactos individuales.

B Compresibilidad en compresión confinada

La compresibilidad de los suelos granulares y sus características esfuerzo-deformación en compresión confinada (ver sección I-10) tienen gran importancia, puesto que esta condición representa una situación que probablemente es común en la práctica, por ejemplo cuando se somete al suelo a cargas verticales transmitidas por áreas grandes. Para este caso, Lambe y Whitman (Ref. 19) presentan datos sobre el comportamiento de arenas de cuarzo (y el cuarzo es con mucho el elemento más común en casi todas las arenas reales) uniformes, medias y gruesas, inicialmente compactas. Probadas en consolidómetro mostraron un punto de fluencia a partir de esfuerzos del orden de $110 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$, más allá del cual el comportamiento fue plástico, debido al fracturamiento de las partículas individuales, que permitió grandes movimientos relativos. A partir de estos niveles de esfuerzo la deformación compactó a la arena.

En la figura I-18 (Ref. 19) se muestran resultados de pruebas de consolidación en varias arenas típicas, empleando altos niveles de esfuerzos. Se nota la gran compresibilidad que pueden exhibir los suelos granulares en estas condiciones, como consecuencia del deslizamiento de las partículas y del fracturamiento, que aunque puede comenzar a esfuerzo

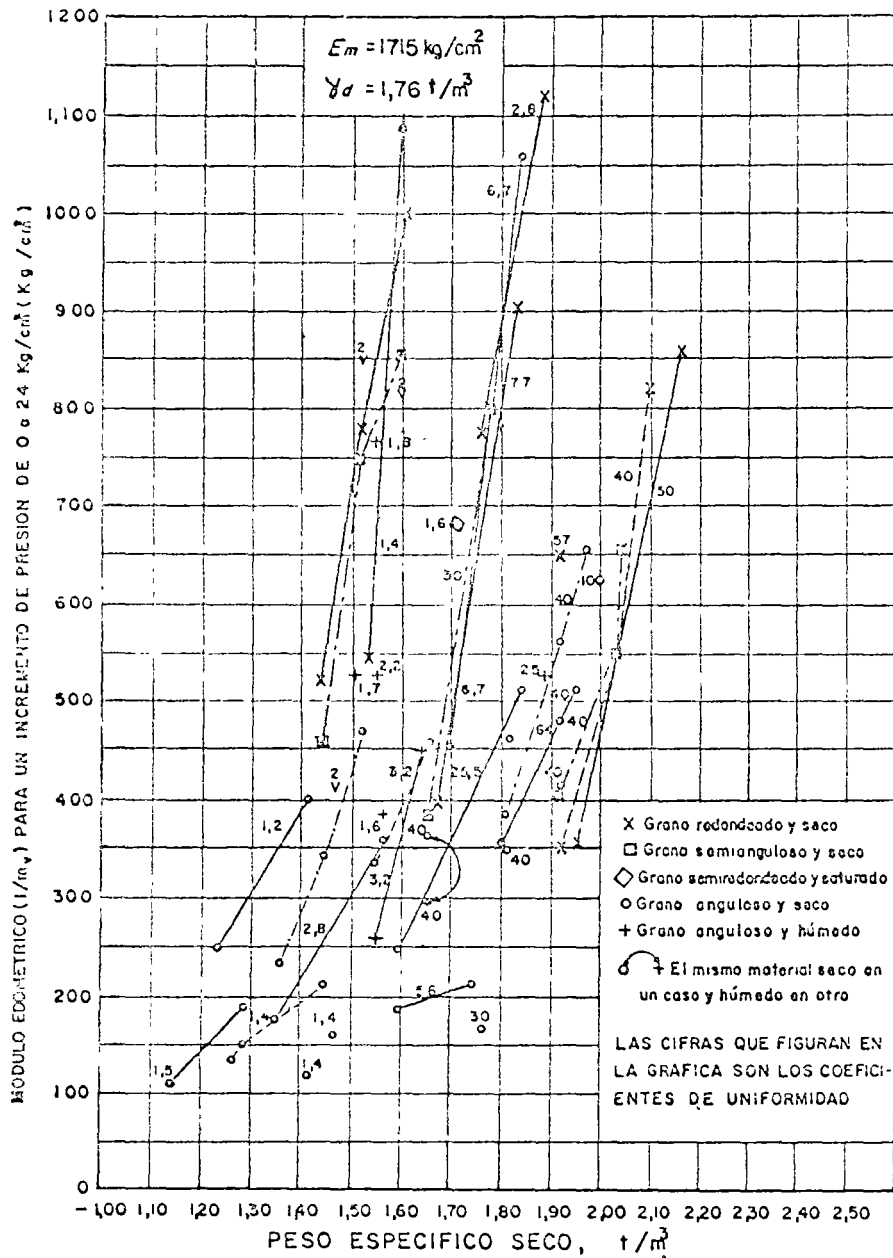


Figura I-19. Relación entre el módulo edométrico y el peso específico seco según diversos ensayos de laboratorio en materiales granulares (según Ref 22).

bajo, aumenta grandemente en altos niveles. Los esfuerzos críticos para los que se produce el comportamiento plástico de las arenas y, por consecuencia, sus grandes deformaciones, serán menores cuanto mayor sea el tamaño de las partículas, y éstas sean más angulosas, cuanto más suelto y uniforme sea el suelo y cuanto menor sea la resistencia de las partículas individuales.

Desde luego es cierto que los niveles de esfuerzo a que se refieren las investigaciones citadas por Lambe y Whitman (por mencionar un solo ejemplo de toda la evidencia experimental que ya va habiendo) son inusualmente altos en relación a la práctica ingenieril. Estos datos se mencionan, más que nada, como norma de criterio.

Como ya se ha dicho, la deformación de suelos friccionantes en compresión confinada va acompaña-

da de la producción de finos a causa de la ruptura de las partículas; ésta es grande cuando la granulometría es uniforme y mucho más pequeña si la curva granulométrica es tendida. La producción de finos también crece con la angulosidad de las partículas y con la presión efectiva, e igualmente es mayor cuanto más suelto es el material.

La Fig. I-19 (Ref. 22) presenta una relación entre las características de compresibilidad de varios materiales granulares, representadas por lo que los autores definen como módulo edométrico ($E_m = \frac{1}{m_v}$ donde m_v es el módulo de variación volumétrica, tal como se define en la referencia 17, en la forma acostumbrada en la literatura estadounidense), correlacionándolo con el peso específico seco correspondiente a diversos grados de compactación.

Los puntos unidos en la figura corresponden al mismo material con distintos grados de compactación; puede observarse de inmediato cómo aumenta el módulo edométrico al compactar el material. También se ve como un mismo material es más compresible cuando está húmedo que en estado seco. Los materiales de grano angular resultan ser más compresibles que los de grano redondeado, lo cual resulta lógico a la luz de ideas expuestas más arriba. En general los suelos con coeficiente de uniformidad bajo se sitúan a la izquierda de la figura, en tanto que los que lo tienen alto lo hacen a la derecha. Cuanto más redondeadas son las partículas y mayor es la variedad de tamaños, mayor es el peso específico que se alcanza con una misma energía de compactación.

C Compresibilidad en compresión triaxial

Las características de compresibilidad de materiales granulares han sido estudiadas con un poco más de minuciosidad y en mayor variedad de casos y materiales en aparatos triaxiales, ya mencionados en el párrafo 1-10, pero los que se tratarán con mayor detalle en párrafos siguientes de este capítulo.

En la referencia 19, Lambe y Whitman hacen un estudio general del comportamiento de las arenas en pruebas triaxiales. En el desarrollo de la prueba distinguen dos etapas de comportamiento en cuanto a deformación. La primera etapa corresponde al principio del proceso de carga y en ella se producen deformaciones muy pequeñas, acompañadas generalmente de una disminución en el volumen del espécimen, causado por una tendencia de las partículas a adoptar formas estructurales más compactas. Después viene la etapa de falla, en la cual puede presentarse el máximo de resistencia, si la arena exhibe una falla frágil. Ahora las deformaciones verticales sólo se pueden producir si se desarrollan en la masa movimientos laterales de las partículas que las permitan, y la consecuencia definitiva parece ser un aumento en el volumen del espécimen. Este es el efecto de dilatación, que fue primeramente observado e investigado por O. Reynolds, en 1885. Como se dijo, en esta segunda etapa queda incluido el punto de resistencia máximo, a partir del cual la arena exhibe una disminución de resistencia, al continuar el proceso de deformación. Esta disminución, más notable cuanto más compacto sea el estado inicial de la arena (materiales de falla frágil marcada), puede explicarse como una consecuencia del acomodo individual de las partículas. Si se imagina una masa de partículas individuales de arena sobre una superficie horizontal, los planos de contacto entre los granos no serán horizontales sino inclinados, de manera que para producir la falla por cortante no sólo será necesario vencer la fricción grano contra grano, sino que, además, será preciso obligar a las partículas a moverse unas sobre otras, rodando y deslizándose sobre ellas.

La fricción produce la componente normal de resistencia que tradicionalmente se ha incluido en el ángulo de fricción interna, del que se hablará más adelante, pero el movimiento relativo entre las partículas, necesario para la falla, es una fuente adicional de resistencia y de deformación, que depende sobre todo del acomodo inicial de los granos. Si el acomodo inicial es compacto, será grande el monto de resistencia y de deformabilidad que representa la necesidad de mover los granos, pero a medida que éstos se mueven y van adquiriendo una posición relativa más favorable al deslizamiento (los planos a través de sus puntos de contacto irán siendo más horizontales en el ejemplo que se mencionó al principio de este análisis), irá siendo menor la componente de resistencia debida al movimiento relativo, de manera que adelante de la resistencia máxima el material irá mostrando menor resistencia de conjunto, según la deformación crece; naturalmente esta disminución de resistencia tiene un límite inferior, representado por aquel arreglo de los granos que permita el deslizamiento relativo de éstos sin movimiento de reacomodo estructural. Si el estado inicial de los granos es suelto, el material tendrá una curva esfuerzo-deformación correspondiente a falla plástica y será prácticamente insignificante la componente de resistencia por acomodo.

Si los conceptos anteriores son correctos, la relación de vacíos inicial de la arena tendrá una influencia decisiva en su comportamiento esfuerzo-deformación, lo cual parece ser lo que efectivamente sucede, si se toma en cuenta que la falla frágil o plástica de una arena depende sobre todo de su compacidad inicial.

Una de las investigaciones más significativas sobre compresibilidad y resistencia de materiales granulares, es la desarrollada por Marsal y sus colaboradores para el proyecto de grandes presas, esta investigación, patrocinada por la Comisión Federal de Electricidad de México y realizada, en parte, en el Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M., se encuentra básicamente contenida en las referencias 23, 24, 25, 26 y 27.

Marsal y sus colaboradores disponen de varias piezas de equipo de laboratorio que por su tamaño y características permiten realizar investigaciones muy representativas para definir el comportamiento de suelos de partículas gruesas en altos niveles de esfuerzo. Este equipo incluye una cámara triaxial de alta presión (hasta 25 kg/cm^2), capaz de probar especímenes de 113 cm de diámetro y 250 cm de altura (con tamaño máximo de partícula de 20 cm), un equipo de compactación a gran escala, y otro que puede probar especímenes con tamaño máximo de 15 cm en condiciones de deformación plana y hasta con 22 kg/cm^2 de presión de confinamiento. Algunas de las conclusiones de los estudios sobre resistencia se mencionarán más adelante y en este párrafo sólo se presentarán algunas conclusiones relativas a compresibilidad.

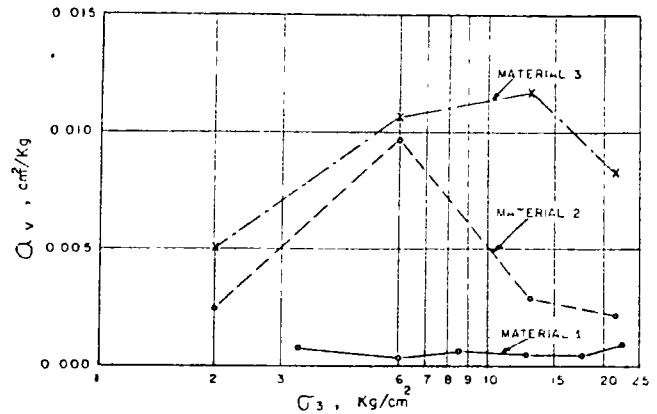
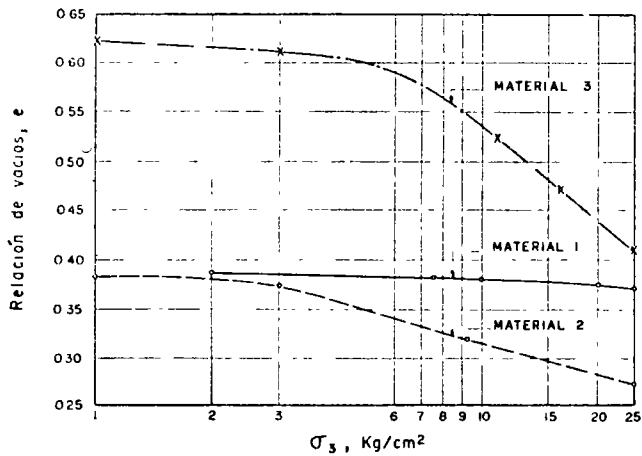


Figura I-20. Datos de compresibilidad para tres materiales de enrocamiento.

En la Fig. I-20 aparecen los resultados obtenidos al medir la compresibilidad de tres materiales nombrados 1, 2 y 3 (Ref. 24).

El material 1 está formado por fragmentos de basalto, producto de trituración. Los fragmentos eran sanos, con una resistencia a la compresión sin confinamiento superior a $1,000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ y el peso volumétrico seco del espécimen fue de $2.14 \frac{\text{T}}{\text{m}^3}$. El material 2 fue un gneiss granítico, producto de explotación con explosivos; las partículas presentaban capas delgadas de esquisto; su resistencia a la compresión sin confinamiento fue de $740 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ y tenía un peso volumétrico seco de

$1.98 \frac{\text{T}}{\text{m}^3}$. El material 3 fue otro gneiss granítico con granulometría más uniforme que el 2 y con un peso volumétrico de $1.62 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$; no se reporta su resistencia a la compresión sin confinamiento.

Puede verse en la Fig. I-20 que las curvas relación de vacíos-presión de cámara presentan las características de las de los suelos preconsolidados (ver sección I-12). En la misma figura se aprecian los valores del coeficiente de compresibilidad a_v , para los tres materiales (ver la misma sección I-12, adelante); es de notar que los valores del coeficiente de compresibilidad son suficientemente importantes como para justificar asentamientos grandes en terraplenes altos, dentro de la práctica actual de las vías terrestres.

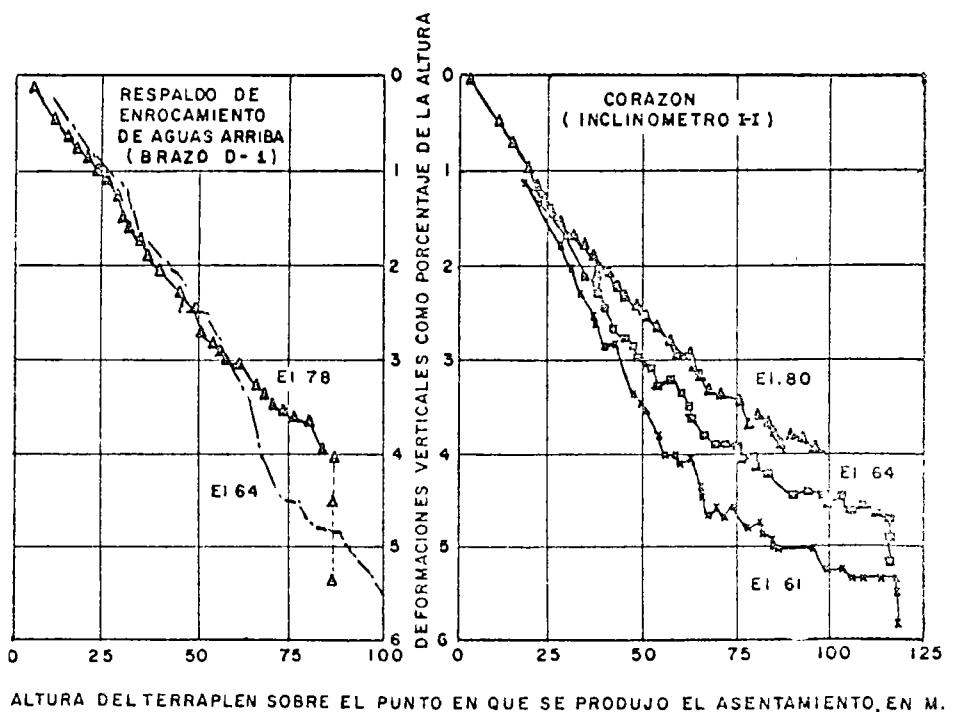
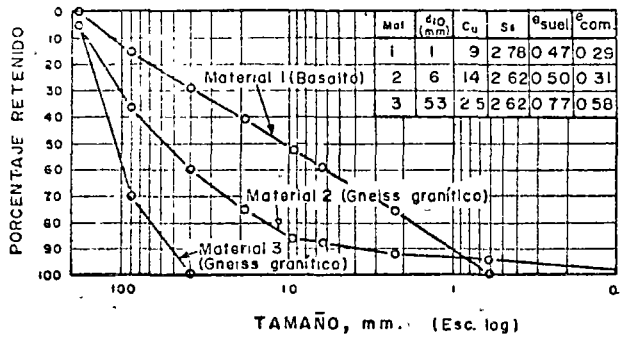
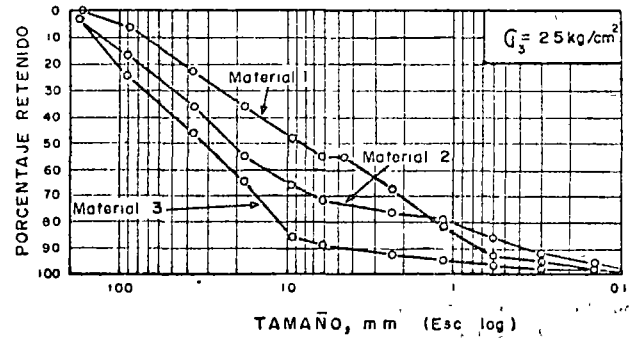


Figura I-21. Asentamiento en la presa de El Infernillo (Ref. 26).



a. Antes de la prueba



b. Después de la prueba.

Figura I-22. Curvas granulométricas de tres materiales de enrocamiento.

Resultados como los anteriores están contra la actitud tradicional, aún más común en la tecnología de las vías terrestres de lo que fuera de desearse, de que los pedraplenes tienen un comportamiento "noble", independientemente de sus dimensiones y de como se construyan. De hecho, Marsal y sus colaboradores (Ref. 26) han encontrado para el caso de la Presa del Infiernillo de 148 m de altura (Fig. I-21) que los respaldos de enrocamiento han sufrido asentamientos del mismo orden que los del corazón impermeable arcilloso, construido con materiales de los que tradicionalmente se consideran compresibles.

Un problema fundamental y estrechamente relacionado con la compresibilidad de los suelos granulares de grano grueso bajo cargas importantes y que ha sido puesto de manifiesto por la investigación moderna, es el que se refiere a la ruptura de las partículas y su contribución a la deformación total (Refs. 24 y 25). El fenómeno produce cambios en la com-

posición granulométrica y en las propiedades mecánicas del material, muy especialmente en la compresibilidad. La Fig. I-22 muestra las curvas de composición granulométrica de los tres materiales de enrocamiento estudiados por Marsal y sus colaboradores, a los cuales ya se ha hecho referencia un poco más arriba (Ref. 24), antes y después de ser probados en la cámara triaxial gigante, llegando a presiones de confinamiento de 25 kg/cm².

Es de notar muy especialmente la degradación sufrida por el material N° 3 (de granulometría muy uniforme), aunque el fenómeno es claramente perceptible en los tres materiales. Parece claro que a mayor uniformidad de la granulometría original se tiene mayor rotura de granos.

Marsal propone como medida de la rotura de granos un número, representado por *B*, que se obtiene como sigue. Una vez que se dispone de la curva granulométrica del material antes y después de la prueba triaxial, es posible comparar los porcentajes retenidos en ambos casos y obtener sus diferencias; se consideran positivas las diferencias en que el porcentaje de la granulometría original es mayor y negativas en caso contrario. Pues bien, la suma de las diferencias positivas es precisamente el valor de *B* buscado. Es evidente que la diferencia en cada porcentaje retenido representa la fragmentación que ha tenido lugar en esa fracción del suelo. En la Fig. I-23 (Ref. 24) se relaciona el coeficiente *B* de rotura de granos con el valor de la presión de confinamiento utilizada en la cámara triaxial, en diferentes pruebas.

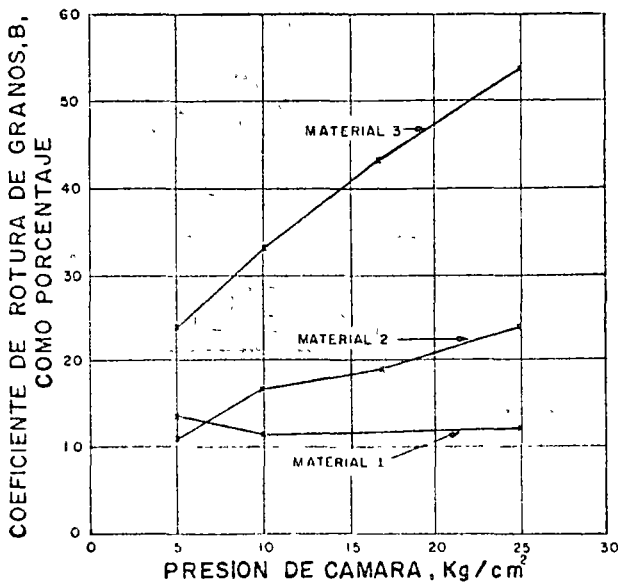


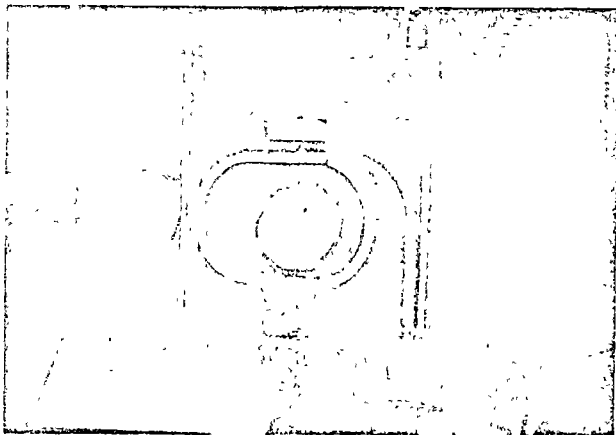
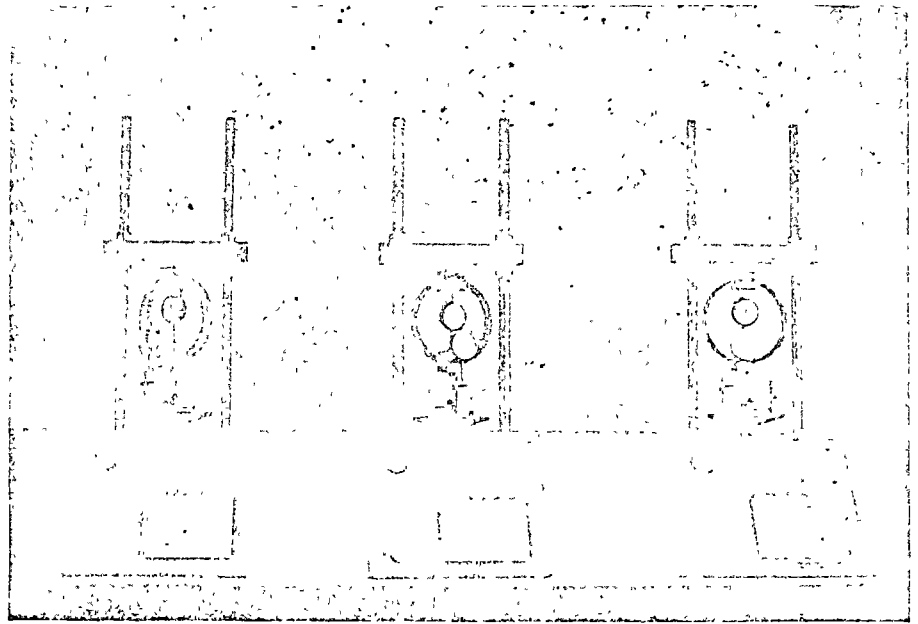
Figura I-23. Rotura de granos en pruebas triaxiales.

I-12 COMPRESIBILIDAD DE SUELOS COHESIVOS

A Consolidación

La deformación de los suelos cohesivos, aun bajo cargas relativamente pequeñas, ha sido tradicionalmente reconocida por los técnicos como un problema de fundamental interés, por ser causa de graves deficiencias de comportamiento, sobre todo en cimentaciones de estructuras sobre arcillas blandas o limos

Consolidómetros neumáticos tipo Geotec



Detalle del consolidómetro

plásticos. De hecho, los más tempranos triunfos de la Mecánica de Suelos y mucho de su fama inicial se deben al éxito que tuvo en aquellos momentos en el desarrollo de teorías y técnicas para la predicción y control de asentamientos.

El proceso de deformación de las arcillas bajo carga llama la atención no sólo por los grandes asentamientos que pueden llegar a producirse, sino también porque éstos tienen lugar casi completamente en un largo lapso posterior al momento de aplicación de la carga propiamente dicha, como resultado, es posible que una estructura sufra grandes deformaciones años después de su erección.

Los procesos de reducción de volumen de los suelos finos cohesivos (arcillas y limos plásticos), provocados por la actuación de sollicitaciones sobre su masa y que ocurren en el transcurso de un tiempo generalmente largo, se denominarán procesos de consolidación.

Frecuentemente ocurre que durante el proceso de consolidación permanece esencialmente igual la po-

sición relativa de las partículas sólidas sobre un mismo plano horizontal; así, el movimiento de las partículas de suelo puede ocurrir sólo en la dirección vertical; esta es la consolidación unidimensional. Sucede en la realidad, por ejemplo, en estratos de gran extensión en comparación con su espesor, comprimidos bajo cargas que ocupan áreas importantes. También sucede cuando un estrato grueso de arcilla contiene tal cantidad de capas delgadas de arena que la deformación lateral queda resuñgida a límites despreciables.

En estos casos y en otros similares, las características de la consolidación de los estratos de arcilla pueden investigarse cuantitativamente con aproxi-

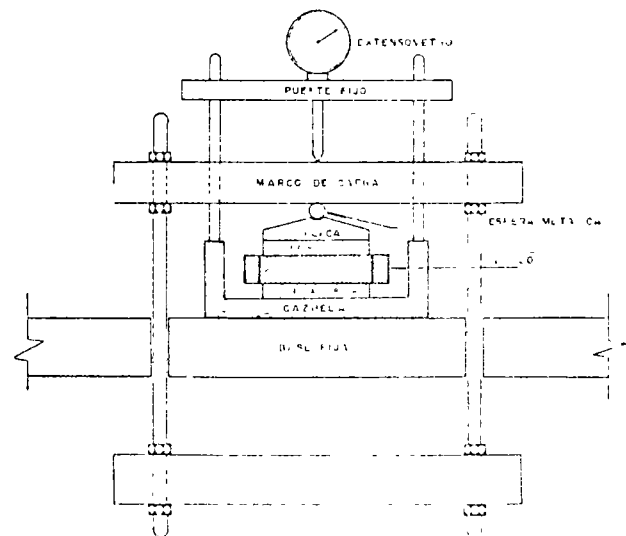
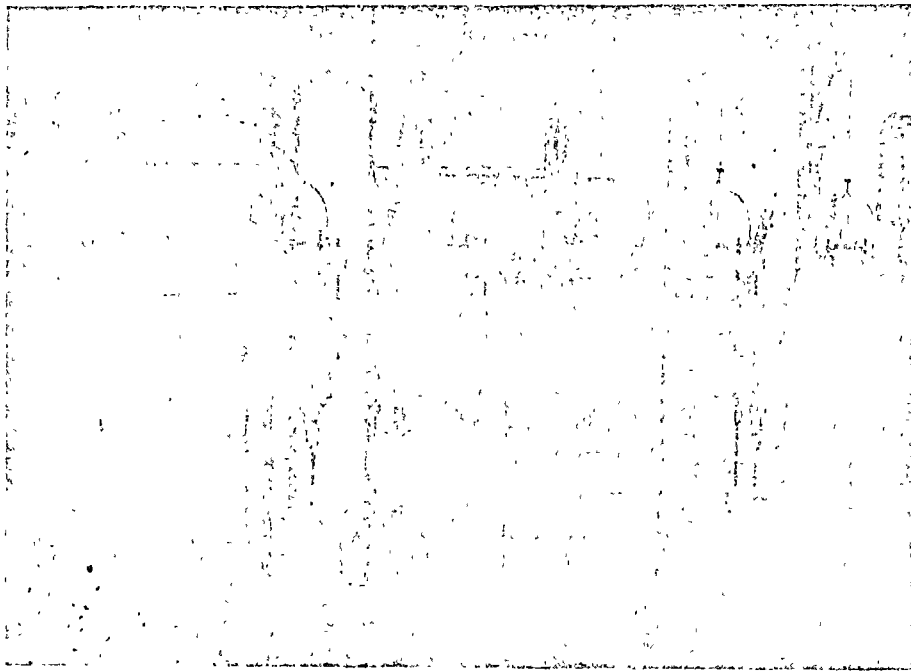


Figura 1-21. Detalle de la colocación de la muestra en el consolidómetro de anillo flotante



Banco de consolidómetros

mación razonable, realizando la prueba de compresión confinada o de consolidación unidimensional (párrafo 1-10) sobre especímenes representativos del suelo, extraídos en forma tan inalterada como sea posible. Se puede así calcular la magnitud y la velocidad de los asentamientos probables debidos a las cargas aplicadas.

Desde luego es cierto que en las pruebas de laboratorio hechas con muestras pequeñas se produce la consolidación en tiempos muy cortos, en comparación con el tiempo en que el estrato real de arcilla se consolidará bajo la carga de la estructura. De hecho, en la aplicación de las teorías a la práctica de la Mecánica de Suelos se supone que todas las constantes de consolidación son las mismas en el proceso rápido de laboratorio que en el mucho más lento que tiene lugar en la naturaleza. Si éste es el caso o no, no se sabe en la actualidad. Es posible que lo anterior sea uno de los factores que influyan en el hecho observado de que los asentamientos predichos sean mayores que los reales.

Una prueba de consolidación unidimensional estándar se realiza sobre una muestra labrada con forma de cilindro de pequeña altura en comparación al diámetro de la sección recta. La muestra se coloca en el interior de un anillo, generalmente de bronce, que le proporciona un completo confinamiento lateral. El anillo se pone entre dos piedras porosas, una en cada cara de la muestra, las piedras son de sección circular y de diámetro ligeramente menor que el diámetro interior del anillo. El conjunto se coloca en la cazuela de un consolidómetro (Fig. 1-24). El consolidómetro mostrado en dicha figura es del tipo "de anillo flotante", hoy principalmente usado y así llamado porque se puede desplazar durante la consolidación del suelo.

Por medio del marco de carga mostrado en la

Fig. 1-24 se aplican cargas a la muestra, repartiéndolas uniformemente en toda su área con el dispositivo formado por la esfera metálica y la placa colocada sobre la piedra porosa superior. Un extensómetro apoyado en el marco de carga móvil y ligado a la cazuela fija, permite llevar un registro de las deformaciones en el suelo. Las cargas se aplican en incrementos, permitiendo que cada incremento obre por un espacio de tiempo suficiente para que la velocidad de deformación se reduzca prácticamente a cero.

En cada incremento de carga se hacen lecturas en el extensómetro, para conocer la deformación correspondiente a diferentes tiempos. Los datos de estas lecturas se dibujan en una gráfica que tenga por abscisas los valores de los tiempos transcurridos, en escala logarítmica, y como ordenadas las correspondientes lecturas del extensómetro, en escala natural. Estas curvas se llaman de consolidación y se obtiene

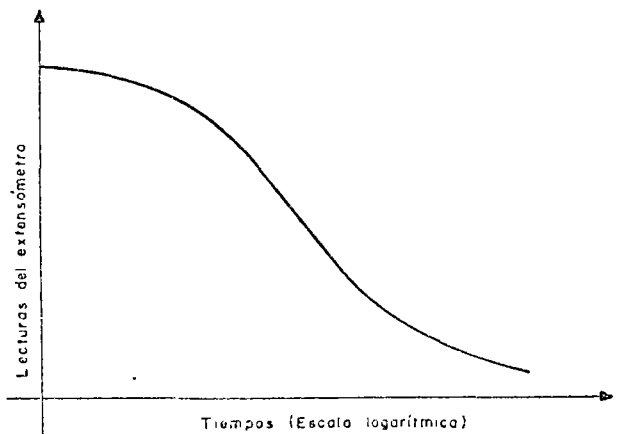


Figura 1-25. Forma típica de la curva de consolidación en arcillas (fuera de escala)

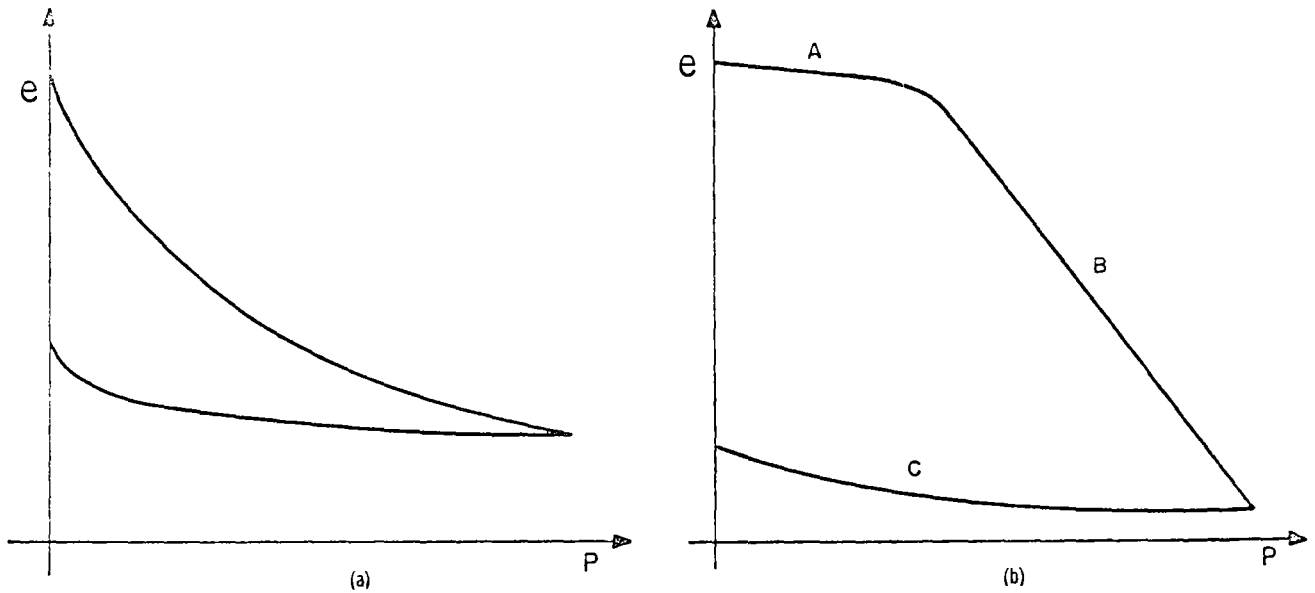


Figura I-26. Forma típica de compresibilidad en suelos compresibles. a) Representación aritmética. b) Representación semi-logarítmica.

una para cada incremento de carga aplicado. En la figura I-25 se muestra la forma típica (fuera de escala) de una de estas curvas.

Una vez que el suelo alcanza su máxima deformación bajo un incremento de carga aplicado, su relación de vacíos llega a un valor menor evidentemente que el inicial, y que puede determinarse a partir de los datos iniciales de la muestra y las lecturas del extensómetro. Así, para cada incremento de carga aplicado se tiene finalmente un valor de la relación de vacíos y otro de la presión correspondiente actuante sobre el espécimen. En suma, de toda la prueba, una vez aplicados todos los incrementos de carga, se tienen valores para constituir una gráfica en cuyas abscisas se ponen los valores de la presión actuante, en escala natural o logarítmica, y en cuyas ordenadas se anotan los correspondientes de e en escala natural. Estas curvas se llaman de compresibilidad y de ellas se obtiene una en cada prueba de consolidación completa. En la figura I-26 se muestran, fuera de escala, las formas típicas de estas curvas.

Generalmente en una curva de compresibilidad se definen tres tramos diferentes. El A (Fig. I-26 b) es un tramo curvo que comienza en forma casi horizontal y cuya curvatura es progresiva, alcanzando su máximo en la proximidad de su unión con el tramo B. El B es por lo general un tramo muy aproximadamente recto y con él se llega al final de la etapa de carga de la prueba, al aplicar el máximo incremento de carga, al cual corresponde la máxima presión sobre la muestra. A partir de este punto es común en la prueba de consolidación someter al espécimen a una segunda etapa, ahora de descarga, en la que se le sujeta a cargas decrecientes, permaneciendo cada decremento el tiempo suficiente para que la velocidad de deformación se reduzca prácticamen-

te a cero; en esta etapa se tiene una recuperación del espécimen, si bien éste nunca llega de nuevo a su relación de vacíos inicial; el tramo C de la figura I-26.b corresponde a esta segunda etapa, con el espécimen llevado a carga final nula, como es usual.

El tramo A de la curva de compresibilidad suele

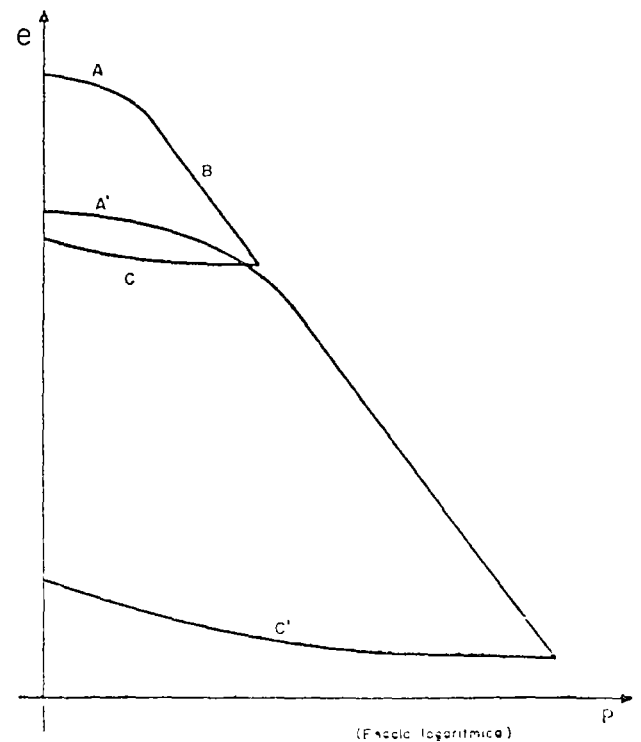


Figura I-27. Curvas de compresibilidad para dos procesos de carga y descarga consecutivos

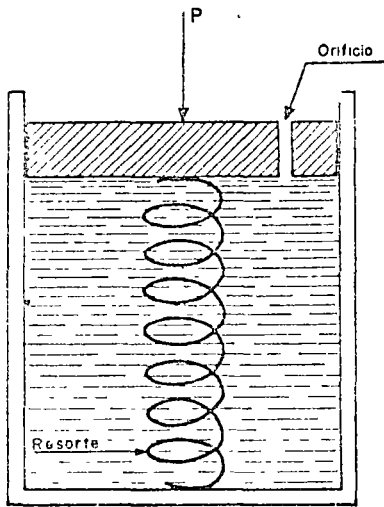


Figura I-28. Esquema del modelo mecánico de Terzaghi para la compresión de la consolidación de suelos finos.

llamarse "tramo de recompresión"; el B, "tramo virgen", y el C "tramo de descarga". La razón de estos nombres se comprenderá con lo que sigue.

Considérese un experimento en el cual una muestra de arcilla se somete a un ciclo de carga y completa descarga, correspondiente a una prueba de consoli-

dación unidimensional y, de inmediato, una vez descargada, se vuelve a cargar, a una presión mayor que la máxima alcanzada en el primer ciclo; finalmente, la muestra vuelve a descargarse hasta retornar a la condición $p = 0$.

Haciendo caso omiso de algunos factores secundarios, la forma de las gráficas obtenidas en el laboratorio es la que aparece en la Fig. I-27.

En la gráfica $A' B' C'$, correspondiente al segundo ciclo, son de notar los siguientes hechos. El tramo A' , de recompresión, se extiende ahora hasta la máxima presión a que se haya cargado al suelo en el ciclo anterior; mientras que el nuevo tramo virgen, B' , rápidamente se define como la prolongación del tramo virgen correspondiente al primer ciclo. El tramo de descarga, C' resulta similar al tramo C, primeramente obtenido.

De la posición relativa de los tramos A' , B' y C' , del segundo ciclo de carga y descarga respecto a los A , B y C , del primer ciclo, puede concluirse que se produce un tramo de recompresión, tal como el A' , cuando se están aplicando a la muestra de suelo presiones que ésta ya ha soportado en una época anterior; mientras que un tramo virgen, tal como el B' , resulta al aplicar a la muestra presiones nunca antes soportadas. Resultan así lógicos los nombres adoptados para los diferentes tramos.

Cuando se someta una muestra de suelo natural

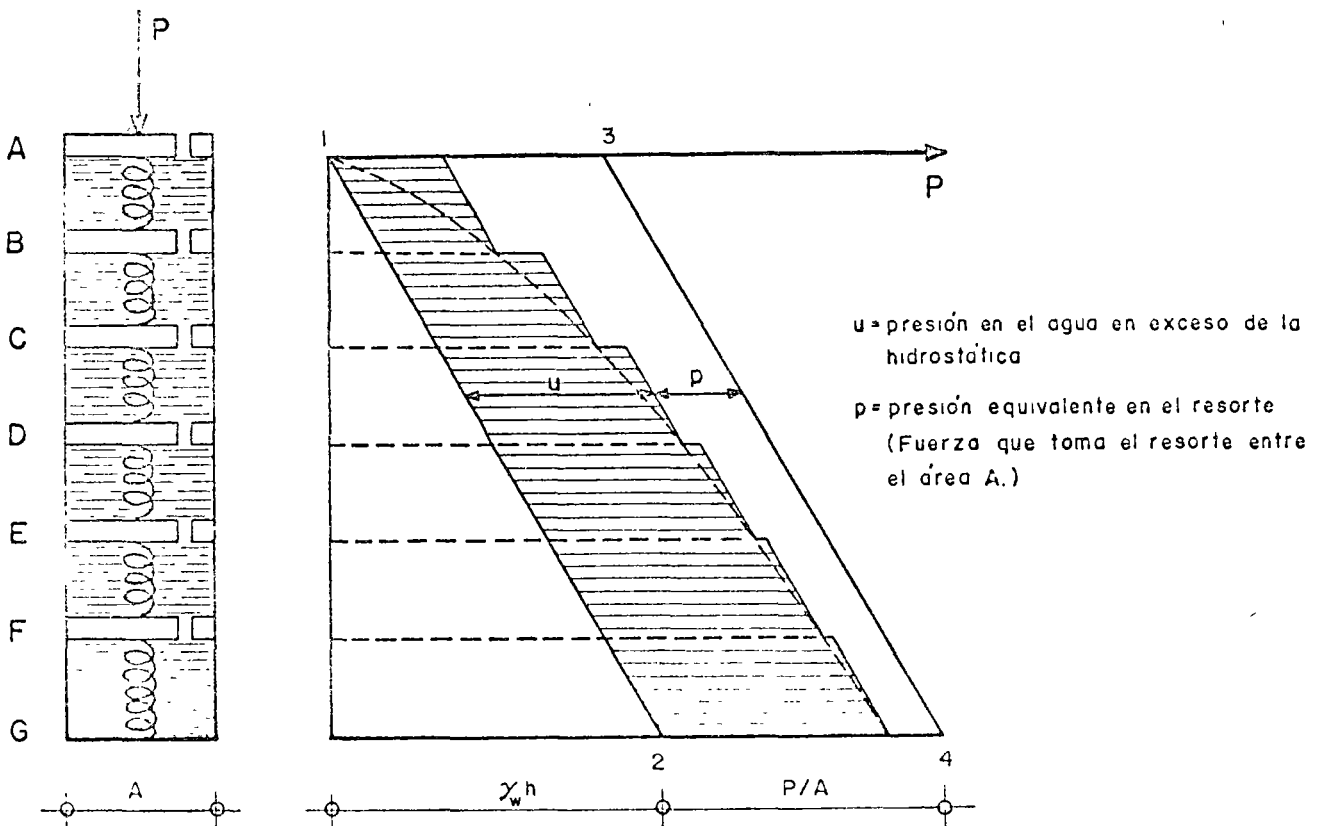


Figura I-29. Esquema del modelo de Terzaghi, comprendiendo varias camaras

a un solo ciclo de carga y descarga, como es usual en una prueba normal de consolidación unidimensional y se obtenga una gráfica del tipo que aparece en la Fig. I-26.b. hay evidencia experimental suficiente para concluir que las presiones correspondientes al tramo *A* ya han sido aplicadas al suelo en otra época, mientras que las correspondientes al tramo *B*, son de magnitud mayor que las soportadas anteriormente.

A fin de obtener una concepción objetiva del proceso de consolidación unidimensional de suelos finos, se estudiará en primer lugar un modelo mecánico propuesto por Terzaghi, que es una modificación de un modelo originalmente sugerido con otros fines por Lord Kelvin.

Considérese un cilindro de área de sección recta *A*, provisto de un pistón sin fricción, con una pequeña perforación en él, tal como aparece en la Fig. I-28.

Al pistón lo soporta un resorte unido al fondo del cilindro y éste está totalmente lleno de un fluido incompresible. Si se coloca sobre el pistón una carga *P*, manteniendo el orificio cerrado, es evidente que el resorte no puede deformarse nada y, así, toda la carga *P* estará soportada por el fluido.

Pero si se permite que el fluido salga por el orificio, abriendo éste, también es evidente que habrá una transferencia gradual de carga del fluido al resorte; en efecto, entre el interior y el exterior del cilindro, en el orificio, habrá en un principio una diferencia de presión igual a P/A , que genera el gradiente necesario para que el fluido salga por el orificio, permitiendo la deformación del resorte, que tomará carga de acuerdo con la ley de Hooke. La velocidad de transferencia depende del tamaño del orificio y de la viscosidad del fluido. Es claro que si se permite al resorte una deformación suficientemente grande, se logrará que la totalidad de la carga *P* quede soportada por él, volviendo el fluido a sus condiciones anteriores a la aplicación de *P*.

Si en lugar de un cilindro con su resorte se considera ahora una serie de cilindros comunicados

como se muestra en la Fig. I-29, la distribución inicial de presiones en el agua será lineal (línea 1-2 de la Fig. I-29). No habrá en el fluido ninguna tendencia a moverse, si se desprecia el peso propio de los pistones y resortes o si se considera que el dispositivo llegó al equilibrio en el comienzo del experimento. Si se aplica bruscamente una carga *P* al primer pistón, en el primer momento el fluido deberá soportarla totalmente, generándose en él una presión en exceso de la hidrostática, que se transmite con igual valor a cualquier profundidad. El nuevo diagrama de presiones en el fluido será ahora la línea 3-4 de la Fig. I-29. No existe aún ningún gradiente hidráulico que tienda a producir un movimiento del fluido, si se exceptúa el orificio superior, que está en las condiciones antes analizadas para el caso de una sola cámara. La diferencia de presiones en dicho orificio (P/A) crea un gradiente hidráulico que produce un flujo del fluido, hacia afuera de la primera cámara; tan pronto como se inicia ese flujo, la presión en el fluido de la primera cámara disminuye, transfiriéndose simultáneamente una parte de la carga al resorte. La reducción de la presión del fluido en la primera cámara causa, por diferencia con la segunda, un desnivel de presiones en el segundo orificio, por lo cual el fluido tenderá a pasar de la segunda a la primera cámara. Como consecuencia, disminuye también la presión del fluido en la segunda cámara, transmitiéndose así la tendencia al flujo a las cámaras inferiores. El fin del proceso será, obviamente, el momento en que la presión en el fluido vuelva a la condición hidrostática, estando la carga *P* totalmente soportada por los resortes.

En cualquier instante (*t*) después de la aplicación de la carga (*P*), la distribución de presiones del fluido y los resortes, *u* y *p* respectivamente, es la que se indica con la línea quebrada que aparece en la ya citada Fig. I-29. Nótese que en cada cámara la presión en el fluido sigue una ley lineal y que las discontinuidades en la presión, representadas por

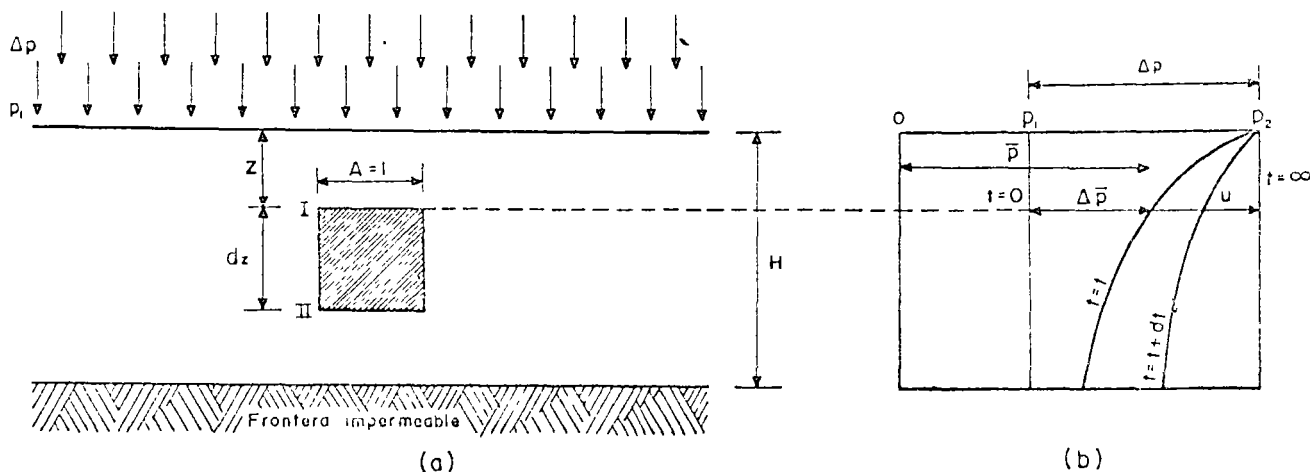


Figura I-30. Estrato de suelo de extensión infinita sometido a un proceso de consolidación unidimensional

los tramos horizontales, se producen solamente en los orificios. Conforme el tiempo pasa, la línea quebrada se desplaza continuamente hacia la izquierda

Si el volumen de las cámaras se considera muy pequeño y el número de ellas muy grande, el modelo se acercará a la condición que prevalece en los suelos. La línea quebrada que representa la distribución de presión en un número pequeño de cámaras tenderá a convertirse en una curva continua a medida que el número de cámaras aumente. (Curva de trazo discontinuo en la Fig. I-29.)

En el suelo, la estructuración de las partículas sólidas puede considerarse representada por los resortes del modelo, el agua intersticial libre por el fluido incompresible de las cámaras y los canalículos capilares por los orificios de los émbolos.

Considérese ahora un estrato de suelo de extensión infinita según un plano horizontal y de un espesor, H , tal que pueda considerarse despreciable la presión debida al peso propio del suelo y del agua del mismo, en comparación a las presiones producidas por las cargas aplicadas. (Fig. I-30)

Se supondrá que el agua sólo puede drenarse por la frontera superior del estrato, al cual se considera confinado inferiormente por una frontera impermeable. El estrato ha estado sometido a una presión p_1 durante el tiempo suficiente para consolidarse totalmente bajo esa presión. Considérese que en las condiciones anteriores se aplica al estrato un incremento de presión Δp . La presión total sobre el estrato será $p_2 = p_1 + \Delta p$. Inmediatamente después de aplicar el incremento de carga, éste se soporta íntegramente por el agua intersticial, que adquirirá por lo tanto una presión en exceso de la hidrostática (a lo largo de todo el espesor H), igual a Δp , como se muestra en la Fig. I-30 b

Al cabo de un tiempo t habrá escapado cierta cantidad de agua por la superficie superior y, consecuentemente, parte del exceso de presión hidrostática se habrá transferido a la estructura sólida del suelo ($\Delta \bar{p}$). La distribución de la presión entre la estructura del suelo y el agua intersticial ($\bar{p} = p_1 + \Delta \bar{p} + u$, respectivamente) queda representada por la curva $t = t$ en la misma I-30 b.

Es evidente que

$$\Delta p = \Delta \bar{p} + u \quad (1-36)$$

y la ecuación anterior es válida en cualquier instante, t y a cualquier profundidad, z . En un instante posterior, $t + dt$, la nueva distribución de presiones aparece también en la Fig. I-30.b. En esta figura se puede ver que tanto la presión $\Delta \bar{p}$, en la estructura del suelo, como la u , en el agua intersticial, son funciones de la profundidad, z , y el tiempo t . Puede escribirse

$$u = f(z, t) \quad (1-37)$$

Por lo tanto,

$$\Delta \bar{p} = \Delta p - u = \Delta p - f(z, t) \quad (1-38)$$

Esta ecuación expresa el progreso del fenómeno de la consolidación unidimensional, con flujo vertical.

La ecuación (1-37) tiene solución matemática bajo la forma de la ecuación diferencial (Ref. 17):

$$\frac{k(1+e)}{a_v \gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (1-39)$$

que se ha llamado ecuación diferencial del proceso de consolidación unidimensional con flujo de agua sólo vertical, pues se planteó y dedujo bajo tales hipótesis.

En ella:

k , es el coeficiente de permeabilidad del suelo.

e , es la relación de vacíos del suelo (antes de iniciarse el proceso de consolidación).

a_v es el coeficiente de compresibilidad del suelo.

$$a_v = \frac{de}{d\bar{p}} \doteq \frac{\Delta e}{\Delta \bar{p}} \quad (1-40)$$

Este coeficiente expresa el cambio de la relación de vacíos para un incremento dado de la presión efectiva; es la pendiente de la curva de compresibilidad (Fig. I-26). A partir del coeficiente a_v se define:

$$m_v = \frac{a_v}{1+e} \quad (1-41)$$

llamado coeficiente de variación volumétrica, que expresa la compresibilidad del suelo, relacionándola con el volumen inicial (Ref. 17)

Finalmente, la expresión

$$\frac{k(1+e)}{a_v \gamma_w} = C_v \quad (1-42)$$

define el llamado coeficiente de consolidación del suelo

Para llegar a una solución manejable, la ecuación (1-39) ha de resolverse para las condiciones iniciales y de frontera del problema particular de que se trate.

La solución que se menciona en lo que sigue considera que la presión $\Delta \bar{p}$ que produce la consolidación de un estrato de espesor H , es constante en todo el espesor (la solución es también aplicable a una repartición triangular de la presión). Dicha solución es (Ref. 17):

$$u = \Delta \bar{p} \sum_{n=0}^{n=\infty} \left\{ \frac{4}{(2n+1)\pi} 3cn \left[\frac{(2n+1)\pi}{2} \frac{z}{H} \right] \varepsilon - \frac{(2n+1)^2 \pi^2 C_v}{4H^2} t \right\} \quad (1-43)$$

Donde:

u : es la presión que tiene el agua por arriba de la hidrostática, en punto del estrato a la profundidad z y en el instante t del proceso de consolidación.

z : es la profundidad del punto dentro del estrato en que se calcula u .

h : es el espesor del estrato que se consolida.

t : es el instante del proceso de consolidación en que se mide u .

e : es el número base de los logaritmos neperianos.

Naturalmente, la ecuación (1-43) no es manejable para la solución de un problema práctico. Para transformarla en una expresión que sí se pueda utilizar en un cálculo sencillo, es preciso definir los siguientes dos conceptos importantes.

a) Grado de consolidación de un estrato sometido a un proceso de consolidación, en un instante in-

termedio del proceso, U , es la relación entre la consolidación que ha tenido lugar en ese tiempo y la total que haya de producirse. Se representa por U .

En la Ref. 17 se demuestra que el grado de consolidación así definido resulta ser

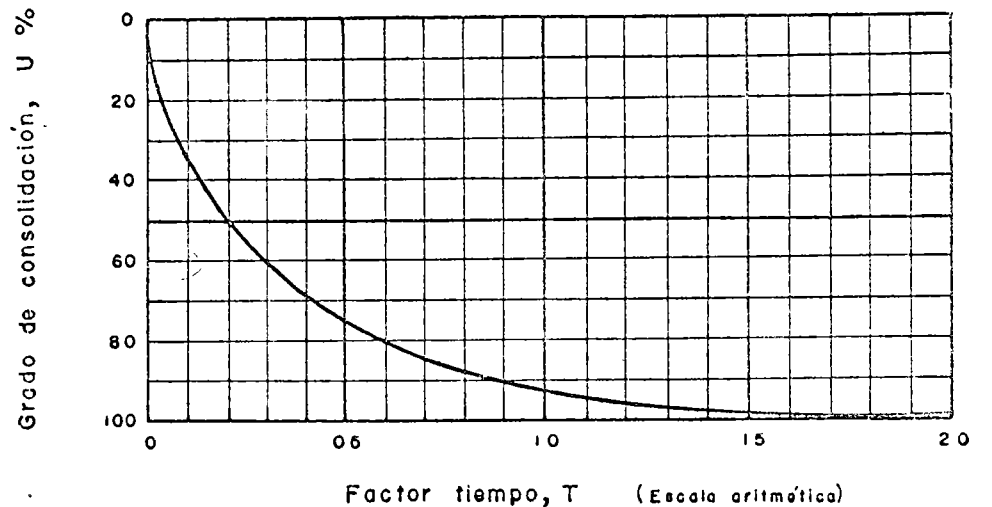
$$U (\%) = 100 \left[1 - \frac{\int_0^{2H} u dz}{\Delta p \cdot 2H} \right] \quad (1-44)$$

donde u está dado por la expresión (1-43).

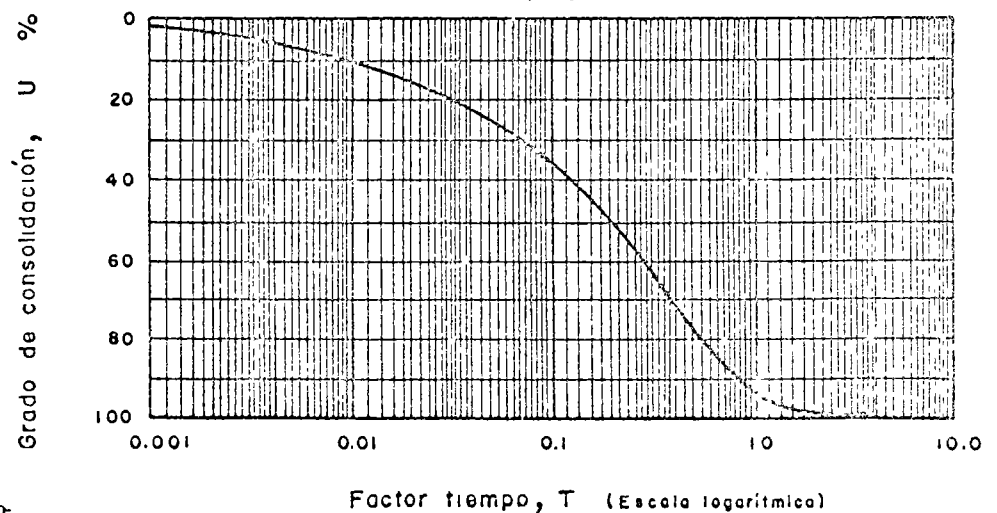
b) Factor tiempo, T , es la magnitud adimensional:

$$T = \frac{C_v}{H^2} t \quad (1-45)$$

Con estas definiciones, substituyendo la expresión



(a)



(b)

Figura I-31. Curvas teóricas de consolidación. a) Trazado aritmético b) Trazado semi-logarítmico.

(1-15) en la (1-13) y el resultado de tal operación en la (1-14), se tiene:

$$U (\%) = 100 \left[1 - \sum_{n=0}^{\infty} \frac{8}{(2n+1)^2 \pi^2} e^{-\frac{(2n+1)^2 \pi^2}{4} T} \right] \quad (1-46)$$

La expresión (1-46) establece la relación entre el grado de consolidación del estrato y el factor tiempo, y es la expresión conclusiva de la Teoría de la Consolidación Unidimensional de Terzaghi.

A partir de la expresión (1-46), dando valores a T y calculando la correspondiente de U , resulta la relación anotada en la tabla 1-1 y representada en la Fig. 1-31.

La Teoría de la Consolidación Unidimensional, que desemboca en la relación expresada en la ecuación (1-16), en la tabla 1-1 o en la Fig. 1-31, está obtenida bajo las siguientes hipótesis (Ref. 17):

a) El suelo se deforma en una sola dirección, por ejemplo la vertical.

b) El flujo del agua ocurre sólo en la dirección vertical.

c) Es válida la ley de Darcy.

d) El suelo está totalmente saturado.

e) El agua y las partículas minerales del suelo son incompresibles, al ser consideradas individualmente.

f) La variación en espesor del estrato es lo suficientemente pequeña como para que un valor dado de la variable z pueda suponerse constante durante todo el proceso de consolidación.

g) Δb es constante en el estrato.

h) El coeficiente de consolidación, C_v , es constante durante todo el proceso de consolidación.

i) En el momento en que se hace una aplicación práctica de la Teoría de la Consolidación al cálculo de un asentamiento, obteniendo los parámetros de comportamiento del suelo (por ejemplo, el C_v) de una prueba de compresión no confinada efectuada en el laboratorio, se acepta que estos parámetros tienen en el fenómeno real los mismos valores que en la prueba, lo que equivale a aceptar la plena representatividad de la prueba y a despreciar todos los efectos de escala entre prueba y realidad.

El conjunto de las hipótesis anteriores señala el campo de aplicabilidad de la Teoría de Terzaghi. Ya se comentó que las hipótesis (a) y (b) son razonables en estratos de gran extensión y mucho menor espesor, pero naturalmente no se puede hablar de flujo vertical únicamente, si la masa de suelo en consolidación bajo carga tiene dimensiones del mismo orden en las tres direcciones del espacio; incidentalmente, puede señalarse que en la Ref. 17 se estudia la extensión de la Teoría de la Consolidación a casos de flujo bi y tridimensional.

TABLA 1-1

Relación teórica U (%) - T	
U (%)	T
0	0.000
10	0.008
15	0.018
20	0.031
25	0.049
30	0.071
35	0.096
40	0.126
45	0.159
50	0.197
55	0.238
60	0.287
65	0.342
70	0.405
75	0.477
80	0.565
85	0.684
90	0.818
95	1.127
100	∞

La hipótesis (c) probablemente se ajusta bastante a lo que sucede en los suelos finos cohesivos.

Las hipótesis (d) y (e) seguramente no inducen errores muy graves en las aplicaciones de la teoría a suelos muy finos (arcillosos) situados bajo el nivel freático (como suele ser el caso de los suelos transportados y depositados en zonas lacustres, fluviales o marinas); sin embargo, hay dudas sobre lo que pueden deformarse y romperse los cristales de suelo, bajo las altas presiones que en realidad actúan entre sus puntos de contacto.

La importancia de las hipótesis sólo puede juzgarse comparando las predicciones de la teoría que las contiene, con las observaciones reales; de hecho, en este caso particular, los resultados de la Teoría de la Consolidación ha demostrado muchas veces su excelencia para producir el comportamiento de la mayoría de las arcillas, dentro de la aproximación ingenieril.

En la Ref. 17 se presentan ligeras variantes de la teoría aquí expuesta para el caso de distribuciones de la presión exterior dentro del estrato diferente de la uniforme, que es la que se ha considerado.

Se vio que el factor tiempo se definía como

$$T = \frac{k(1+e)}{a_v \gamma_w} \frac{t}{H^2} \quad (1-47)$$

Esta ecuación puede escribirse:

$$t = \frac{a_v \gamma_w H^2}{k(1+e)} T \quad (1-48)$$

De la expresión anterior pueden deducirse algunos hechos de significación:

a) Si todos los demás factores permanecen constantes, el tiempo necesario para alcanzar un cierto grado de consolidación, correspondiente a un factor tiempo dado, varía en forma directamente proporcional al cuadrado del espesor efectivo del estrato. En realidad, este punto merece una disgresión. El espesor del estrato que gobierna la evolución de un proceso de consolidación unidimensional con flujo de agua vertical, es la trayectoria física real que el agua tiene que recorrer para abandonar el estrato. Si el estrato tiene una frontera impermeable, dicha trayectoria, llamada espesor efectivo, coincide con el espesor real del estrato (Fig. I-32 a). Si el estrato está drenado por ambas caras, superior e inferior, la máxima trayectoria del agua al drenarse es el semiespesor real del estrato de suelo, o sea que el espesor efectivo es la mitad del real (Fig. I-32.b). En las fórmulas de la Teoría de Consolidación Unidimensional la H que figura es siempre el espesor efectivo en lo referente al tiempo de consolidación.

Si dos estratos del mismo material tienen diferentes espesores efectivos H_1 y H_2 , los períodos t_1 y t_2 necesarios para que cada estrato alcance un cierto grado de consolidación, están relacionados como sigue:

$$\frac{t_1}{t_2} = \frac{H_1^2}{H_2^2} \quad (1-49)$$

b) Si todos los demás factores permanecen constantes, el tiempo, t , necesario para que un suelo alcance un cierto grado de consolidación es inversamente proporcional al coeficiente de permeabilidad k . Por lo tanto, si dos estratos del mismo espesor efectivo tienen permeabilidades diferentes, k_1 y k_2 , respectivamente, los tiempos necesarios para que cada estrato alcance un cierto grado de consolidación, se relacionan:

$$\frac{t_1}{t_2} = \frac{k_2}{k_1} \quad (1-50)$$

c) Si todos los demás factores permanecen constantes, el tiempo necesario para que un suelo alcance un cierto grado de consolidación es directamente proporcional al coeficiente de compresibilidad a_v . Por lo tanto, si se consideran dos estratos del mismo espesor efectivo, pero de coeficientes de compresibilidad diferentes, a_{v_1} y a_{v_2} , los tiempos, t_1 y t_2 , necesarios para que cada estrato alcance el mismo grado de consolidación, están relacionados como sigue:

$$\frac{t_1}{t_2} = \frac{a_{v_1}}{a_{v_2}} \quad (1-51)$$

Al hacer a una muestra de suelo una prueba de consolidación se obtienen curvas de consolidación para cada uno de los incrementos de carga aplicados. Ya se vio que estas curvas relacionan las lecturas realizadas en un micrómetro con los correspondientes tiempos.

Por otra parte, como resultado de una aplicación estricta de la Teoría de Terzaghi, se ha obtenido una curva teórica U (%) — T , en donde T es el factor tiempo, que involucra a todas las variables que afectan el progreso del proceso de consolidación.

Desde luego T y t son directamente proporcionales para una muestra dada, en una cierta condición de carga.

Si se imagina, además, que el suelo sigue rigurosamente los requerimientos de la teoría, el grado de consolidación y las lecturas micrométricas estarían también relacionadas por una ley lineal de proporcionalidad, puesto que, en tales condiciones, a un 50% de consolidación, por ejemplo, está asociada la mitad de la deformación del suelo. Así pues, si un suelo sigue la Teoría de Terzaghi, la curva teórica U (%) — T y las curvas de consolidación de laboratorio deberán ser semejantes, difiriendo únicamente en el módulo de las escalas empleadas. Inciden-

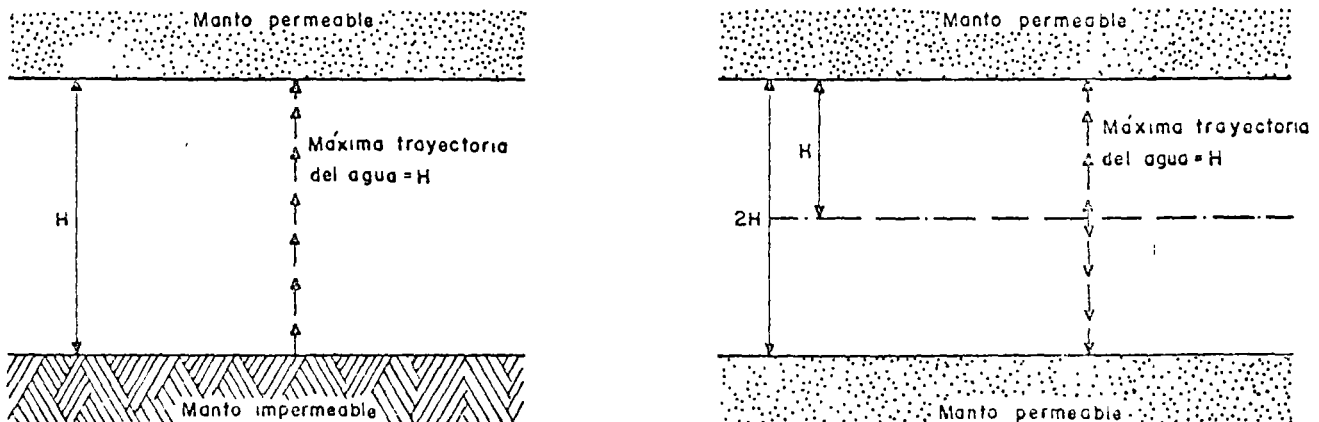


Figura I-32. Esquemas que ilustran el concepto de espesor efectivo que gobierna el tiempo de consolidación.

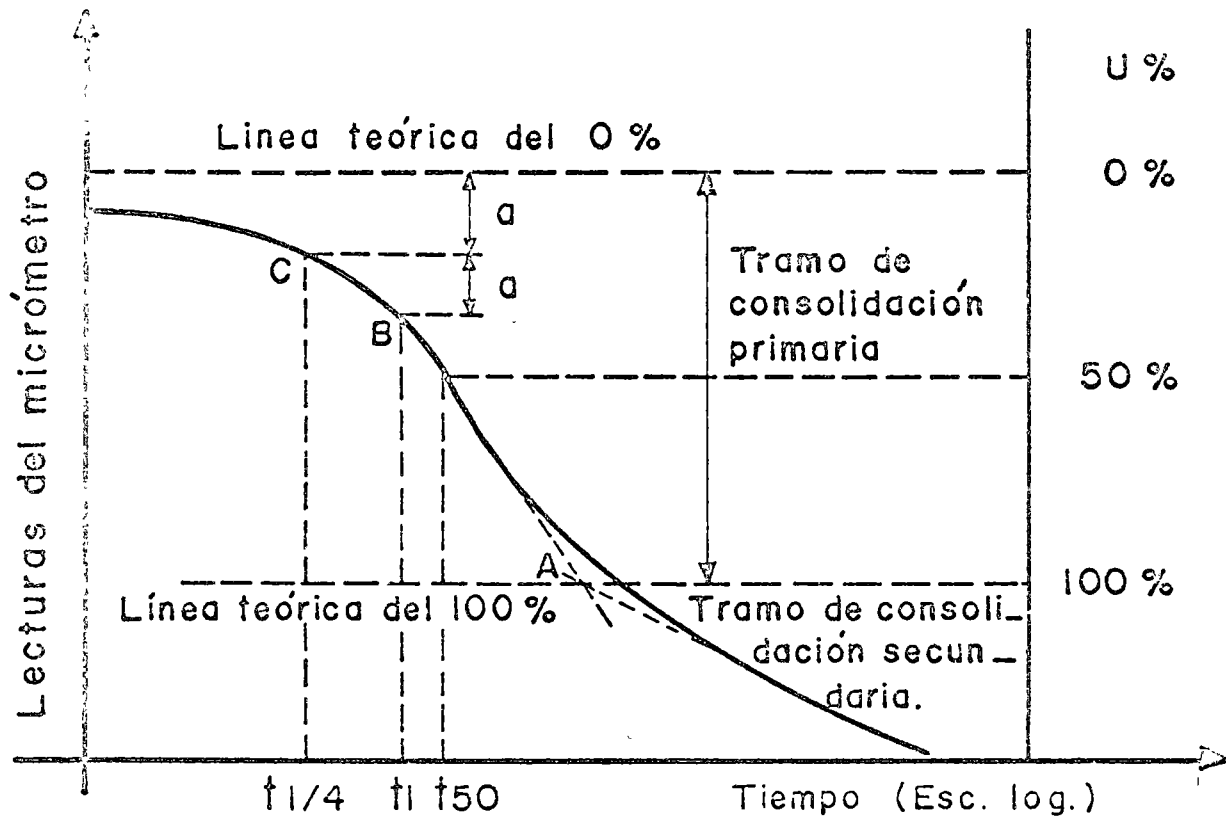


Figura I-33. Determinación de 0% y del 100% de consolidación primaria en una curva de consolidación.

talmente, lo que las curvas de consolidación se aparten de la forma teórica ofrece una medida simple para calificar lo que ese suelo se aparta de un comportamiento estrictamente apegado a la Teoría de Tezaghi.

Por lo tanto, si el suelo se apega a la teoría será posible lograr que las dos curvas coincidan totalmente, a condición de modificar la escala de las curvas prácticas en la proporción conveniente.

En realidad, ningún suelo sigue estrictamente la curva teórica, y para comparar una curva observada con la teórica, debe, en primer lugar, definirse en qué punto de la curva de consolidación se supondrá el 0% y el 100% de consolidación, para ajustar la escala U (%) con la de lecturas micrométricas.

Si el suelo contiene algo de aire o si la muestra no se ajusta perfectamente al anillo, existirá una deformación rápida inmediatamente después de la aplicación del incremento de carga. Observando las lecturas del micrómetro no puede definirse si las primeras deformaciones se deben a esos ajustes rápidos o representan ya el inicio del fenómeno de consolidación. Afortunadamente, la curva de consolidación para la primera mitad del proceso es prácticamente una parábola y puede determinarse un 0% "teórico" por la aplicación de una propiedad simple de tales curvas.

Más difícil es la determinación del punto teóricamente correspondiente al 100% de consolidación

primaria. De los varios métodos propuestos para ello, se menciona a continuación uno debido al doctor A. Casagrande que requiere el trazo de la curva de consolidación en forma semilogarítmica (Fig. I-33).

En trazado semilogarítmico, la curva de consolidación presenta la ventaja de que en ella se define por un tramo recto, generalmente muy preciso, la parte en donde la consolidación secundaria¹ ya se hace notable. Esto permite definir, por simple inspección, la zona en que la consolidación primaria se completa; prácticamente hablando, esta zona es la correspondiente a la transición entre la parte inclinada de amplia curvatura y el tramo recto final (véase la Fig. I-33). Empíricamente se ha observado (A Casagrande) que un punto (A) obtenido como la intersección del tramo recto de compresión secundaria y de la tangente a la parte curva en su punto de inflexión, representa tolerablemente la línea práctica divisoria entre la consolidación primaria y la secundaria, es decir, el 100% de consolidación primaria.

Como el efecto secundario se presenta desde el principio de la prueba, realmente no es posible fijar un punto específico en el cual el efecto primario termine y aquél empiece. Por lo tanto, hasta cierto punto, la definición anterior del 100% de consolidación es arbitraria. En la primera parte del desarro-

¹ Esta consolidación se define más adelante en este mismo párrafo.

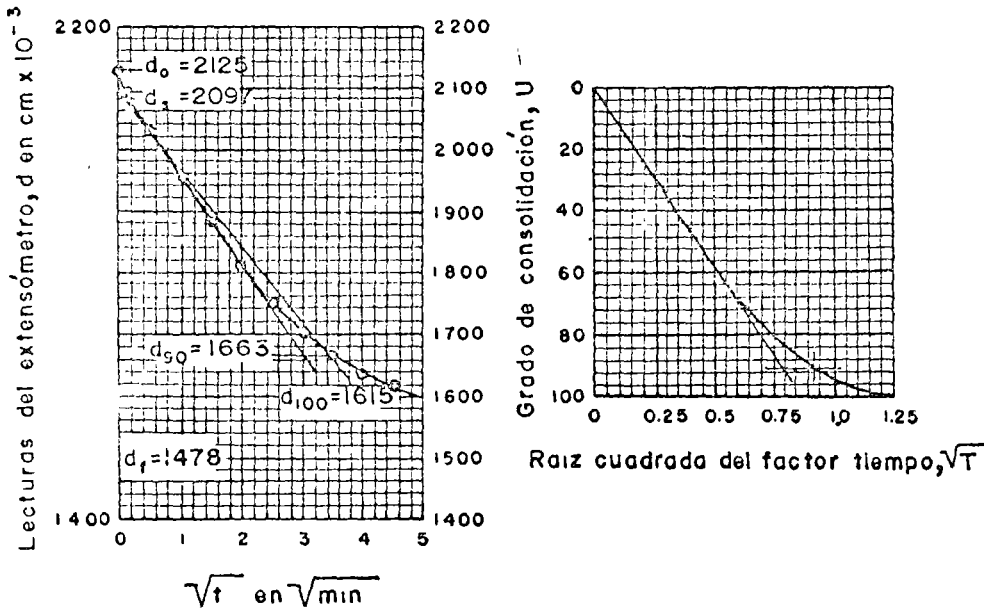


Figura 1-34. Método de Taylor para el cálculo de los valores de C_v .

llo de la curva de consolidación, el efecto secundario no es aún muy notorio y por esta razón se encuentra que la relación parabólica, ya mencionada, es correcta dentro de una aproximación razonable. La línea del 0% de consolidación puede ahora encontrarse como sigue (Fig. 1-33).

Escójase un tiempo arbitrario, t_x , tal que el punto correspondiente, B , en la curva observada esté situado, de un modo notorio, antes del 50% de consolidación. Obténgase el punto C , correspondiente a un tiempo $t_1/4$ y determínese la diferencia de ordenadas, a , de los dos puntos.

Puesto que entre esos dos puntos hay una relación de abscisas de 4 y puesto que se advierte que son puntos de una parábola, se sigue que su relación de ordenadas ha de ser de $\sqrt{4} = 2$. Es decir, el origen de la parábola está a una distancia a arriba de C . Es aconsejable repetir esta construcción simple varias veces, partiendo de puntos diferentes y situar el 0% de consolidación a una elevación promedio de las obtenidas.

En la Fig. 1-33 puede verse en la parte derecha la escala U (%) trazada a partir de los límites encontrados. Es así evidente el modo de encontrar el tiempo necesario para que la muestra de suelo alcance, por ejemplo, el 50% de consolidación. (Este valor del tiempo, t_{50} , juega un papel de interés en cálculos que se detallarán posteriormente.)

Nótese que toda la construcción anterior depende, en principio, de que puede situarse la escala U (%) en las diferentes curvas de consolidación, o sea de poder determinar en éstas el 0 y el 100% de consolidación primaria. Esto, a su vez, depende de que la forma de la curva de consolidación se apege a la curva teórica, de modo que se definan los quiebres y las inflexiones necesarias. Desgraciadamente esto no siempre sucede en la práctica y muchas veces la forma de las curvas obtenidas en el labora-

torio es totalmente inapropiada para efectuar las debidas construcciones. D. W. Taylor ha desarrollado un método alternativo para el cálculo de los coeficientes de consolidación que da buen resultado en muchos casos en que falla el anteriormente descrito.

El método exige el trazado de la curva teórica en unos ejes en los que se usan como ordenadas los valores de U (%) y como abscisas los valores de \sqrt{T} (Figura 1-34.a).

La curva teórica resulta una recta hasta un punto cercano al 60% de consolidación, como debe suceder teniendo en cuenta que es aproximadamente parabólica en ese intervalo.

De la tabla de valores, ya obtenida, U (%) - T , puede determinarse que la abscisa de la curva es 1.15 veces la correspondiente a la prolongación del tramo recto, para una ordenada de 90% de consolidación. Esta característica se usa en la curva de consolidación obtenida en el laboratorio, para encontrar el 90% de consolidación. En la Fig. 1-34.b. se muestra una forma típica de curva real en representación de lecturas micrométricas - \sqrt{t} . Prolongando el tramo recto puede tenerse una línea trazada con suficiente precisión. A continuación trácese otra recta con sus abscisas 1.15 veces corridas hacia la derecha, respecto a la anterior. Esta segunda línea corta a la curva de consolidación de un punto al que corresponde el 90% de consolidación primaria. Nótese que la prolongación del tramo recto de la curva de laboratorio corta el origen de ordenadas en un punto que debe considerarse como el 0% de consolidación primaria y de este punto debe partir la segunda recta mencionada.

Usando esta construcción conviene calcular el C_v con la expresión

$$C_v = \frac{T_{90}}{t_{90}} H^2 = \frac{0.848 H^2}{t_{90}} \quad (1-52)$$

De las ideas expuestas y de la similitud de forma de las curvas obtenidas en los sucesivos ciclos de carga (Fig. I-27), se deduce que en una zona cercana al quiebre o transición de la curva de recompresión a la virgen, debe estar la máxima presión que el suelo ha soportado antes del desarrollo de ese ciclo de carga. Esta presión, que representa la máxima que el suelo ha soportado en su historia geológica, antes de la ejecución de la prueba a que se le esté sometiendo al obtener sus curvas de compresibilidad, se denomina su carga de preconsolidación y juega muy importante papel en las aplicaciones de la Mecánica de Suelos. Sin embargo, la transición del tramo de recompresión al virgen no es brusca sino gradual, y no se puede determinar a simple vista la presión con que comienza el segundo tramo mencionado. El doctor A. Casagrande ha desarrollado un procedimiento empírico para la determinación de la carga de preconsolidación (p_c), que ha demostrado ser de eficiencia suficiente para los fines prácticos. El método se ilustra en la Fig. I-35.

Obtenida la curva de compresibilidad en una prueba de consolidación, determinese, en primer lugar, el punto de máxima curvatura (T) en la zona de transición entre el tramo de recompresión (II) y el virgen (I). Por T trácese una horizontal (h) y una tangente a la curva (t). Determinese la bisectriz (c) del ángulo formado por las rectas h y t . Prolónguese el tramo virgen hacia arriba, hasta interceptar a la bisectriz. Ese punto de intersección (C) tiene como abscisa, aproximadamente, la carga de preconsolidación (p_c) del suelo.

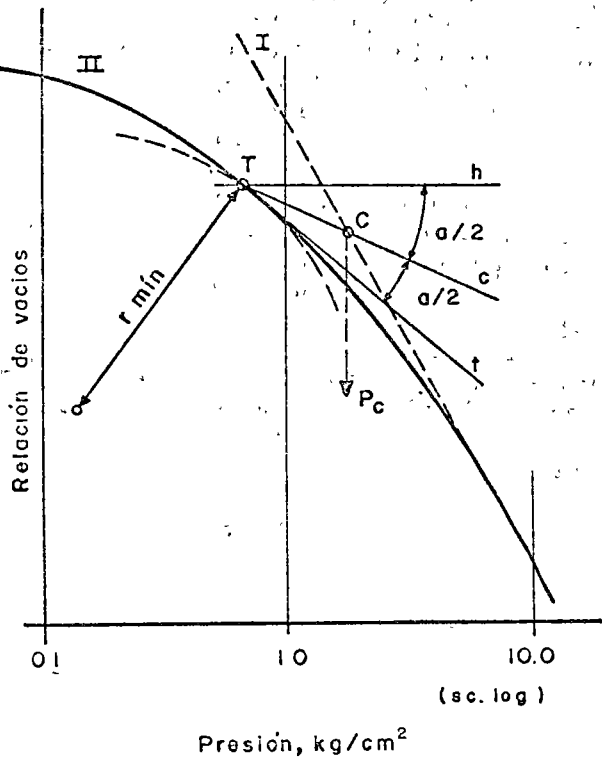


Figura I-35. Determinación de la carga de preconsolidación.

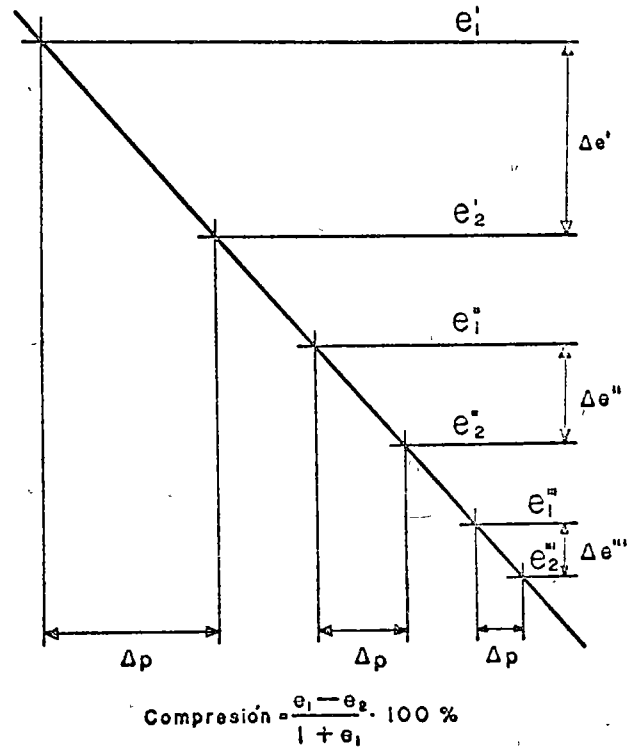


Figura I-36. Esquema que muestra la disminución del asentamiento a mayor p_1 inicial.

La aplicación práctica más importante del concepto carga de preconsolidación radica en el análisis de asentamientos; el conocimiento de tal carga puede ser también de importancia en investigaciones geológicas.

Es un hecho afortunado, el que en trazado semi-logarítmico la pendiente del tramo virgen de la curva de compresibilidad no se vea afectada de un modo

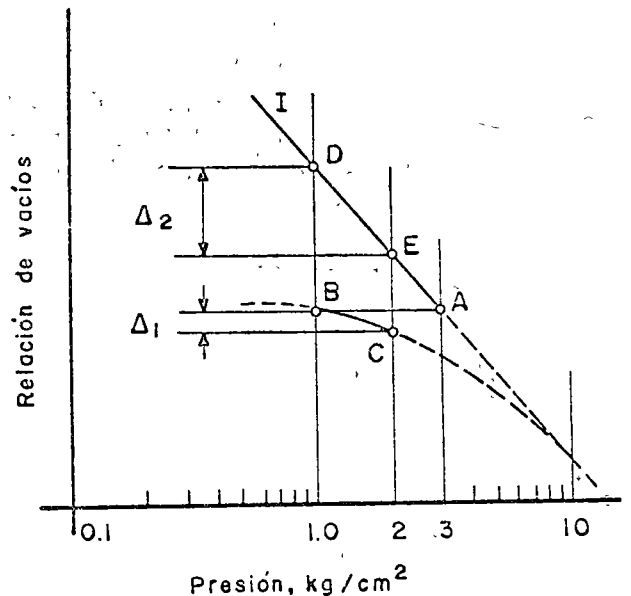


Figura I-37. Influencia de la carga de preconsolidación en el cálculo de asentamientos.

muy notable por las expansiones u otras deformaciones menores de la muestra. De ahí se sigue que si el suelo está totalmente consolidado bajo una presión actual (p_1 , usualmente el peso propio del material sobreyacente), la consolidación adicional bajo un incremento de carga Δp cualquiera puede calcularse con la expresión sencilla

$$\Delta H = \frac{e_1 - e}{1 + e_1} H$$

en donde H es el espesor total del estrato de suelo. Puede verse en la Fig. I-36 que en el trazado semi-logarítmico el monto del asentamiento total bajo un incremento de presión Δp es menor cuanto mayor es la presión efectiva inicial (p_1).

Si el máximo espesor de tierra sobreyacente que el suelo haya soportado a lo largo de su historia geológica se hubiese erosionado parcialmente, el asentamiento debido al incremento de carga resultará mucho menor, independientemente del hecho de que la curva de compresión virgen permanezca inalterada. Por ejemplo (Fig. I-37), si un estrato de arcilla ha soportado alguna vez un colchón que le haya comunicado una presión de 3 kg/cm², que después se haya reducido a 1 kg/cm² por erosión y posteriormente aumentado hasta 2 kg/cm² por la construcción de una estructura, la compresión bajo la estructura tendrá lugar siguiendo la ley entre B y C , de la curva de compresibilidad del suelo; esto produce Δ_1 . Por lo contrario, si el suelo sólo se hubiese consolidado bajo su carga actual 1 kg/cm², la ley seguida hubiese sido la que ocurre entre D y E , que conduce a la compresión Δ_2 , mucho mayor. Este ejemplo debe ser suficiente para comprender la importancia del concepto carga de preconsolidación, en el análisis de asentamientos.

B Asentamientos y expansiones

La aplicación más útil de la Teoría de Consolidación unidimensional y de las ideas expuestas sobre compresibilidad de suelos cohesivos es el cálculo del

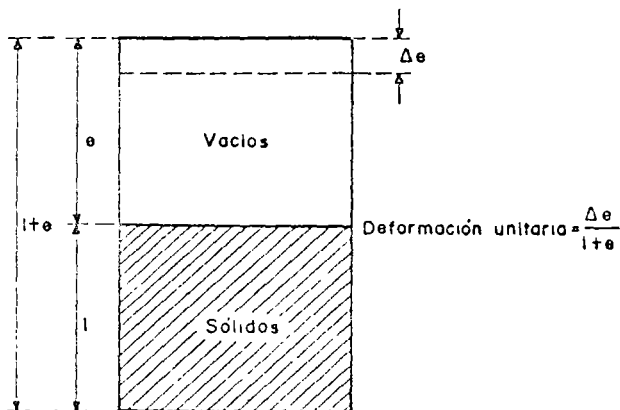


Figura I-38. Esquema que ilustra la obtención del asentamiento total de un estrato de suelo.

asentamiento total que un estrato anilloso sufrirá al recibir una sollicitación exterior y el análisis de la evolución de ese asentamiento con el tiempo, ambas cosas igualmente importantes para el ingeniero de vías terrestres. La magnitud del asentamiento total es de importancia obvia; baste decir que su cálculo podrá indicar, por ejemplo, cuánto se hundirá un terraplén cimentado sobre arcilla blanda o cuánto se hundirá el puente al que tal terraplén sirve de acceso, según se elija para éste uno u otro tipo de cimentación, de todos los que puedan usarse.

La evolución del asentamiento con el tiempo es el otro dato imprescindible del ingeniero que ha de preocuparse por hundimientos; es radicalmente diferente el efecto de un asentamiento de 30 cm (por mencionar una cifra) sobre una estructura rígida, tal como un puente, si se produce en forma relativamente rápida, o si ocurre en un lapso de varios años. En el ejemplo del puente y el terraplén de acceso antes mencionado, no bastaría al ingeniero conocer los asentamientos totales de ambas estructuras para comprender su interacción; necesitaría, además, conocer cómo ocurre el movimiento de ambas estructuras a lo largo del tiempo, sólo así podrá llegarse a ideas claras en cuanto a elección del tipo de cimentación conveniente, previsión de renivelaciones o elevaciones de partes del puente, etc; muchas veces el conocimiento de que una parte fundamental del asentamiento de un terraplén de acceso ocurriría en un lapso breve, por ejemplo dentro del tiempo de construcción de un camino, permitirá llegar a soluciones muy simples y seguras para establecer una buena interacción entre estructura de acceso y puente, tal como podría ser decidir que el terraplén de acceso se construyese con suficiente anterioridad respecto al puente, eligiendo ya para éste un tipo de cimentación no susceptible de sufrir asentamientos.

El asentamiento total primario de un estrato de arcilla de espesor H , debido a un proceso de consolidación unidimensional con flujo vertical, inducido por una sobrecarga Δp , actuante en la superficie del mismo puede determinarse a partir de los datos de una prueba de consolidación y del esquema de la Fig. I-38.

Si Δe representa la disminución de espesor de una muestra de suelo, cuyo espesor total era $dz = 1 + e_0$, siendo e_0 la relación de vacíos inicial, puede expresarse el cambio de altura del elemento por la expresión

$$\Delta dz = \frac{\Delta e}{1 + e_0} dz \quad (1-53)$$

Integrando la ecuación (1-53) a todo el espesor real del estrato compresible H , se obtiene

$$\Delta H = \int_0^H \frac{\Delta e}{1 + e_0} dz \quad (1-54)$$

considerando a la frontera superior del estrato compresible como origen de las z . La 1-54 es la ecuación

general para el cálculo del asentamiento total por consolidación primaria, supuesto un proceso unidimensional de consolidación.

La ecuación (1-51) sugiere un método simple de trabajo para valuar los asentamientos en un caso práctico dado (Fig. 1-39).

Si se tienen pruebas de consolidación efectuadas sobre muestras málteradas representativas de un estrato compresible a diferentes profundidades, se contará con una curva de compresibilidad para cada prueba; representativa del comportamiento del suelo a esa profundidad (parte a de la Fig. 1-39). Sobre esas gráficas podrá llevarse al valor de \bar{p}_0 , presión actual efectiva del suelo a esa profundidad; con tal valor podrá obtenerse el correspondiente e_0 ; a continuación, podrá llevarse, a partir de \bar{p}_0 , el valor $\Delta\bar{p}$, que representa el nuevo esfuerzo efectivo que deberá aceptar la fase sólida del suelo cuando éste se haya consolidado totalmente bajo la nueva condición de cargas exteriores, representada por la estructura cuyo asentamiento se calcula. La ordenada del valor $\bar{p} = \bar{p}_0 + \Delta\bar{p}$ proporcionará la e final que teóricamente alcanzará el suelo a la profundidad de que se trate. Puede así determinarse $\Delta e = e - e_0$ y, por lo tanto, $\Delta e / (1 + e_0)$.

En la parte b de la Fig. 1-39 se muestra la gráfica $\Delta e / (1 + e_0) - z$, que deberá trazarse una vez determinados sus puntos por el procedimiento anterior aplicado a las distintas profundidades.

Basta ver la fórmula 1-54 para notar que el área entre 0 y H bajo la gráfica anterior, llamada curva de influencia de los asentamientos, proporciona directamente el valor de ΔH .

En algunos casos especiales, los asentamientos pueden calcularse con métodos que son simplificación del anterior. Por ejemplo, en el caso de un estrato compresible, homogéneo, de pequeño espesor, en que el coeficiente m_v pueda considerarse constante para el intervalo de presiones en que se trabaja, puede escribirse:

$$\Delta H = \int_0^H \frac{\Delta e}{1 + e_0} dz = \int_0^H m_v \cdot \Delta\bar{p} \cdot dz = m_v \int_0^H \Delta\bar{p} \cdot dz \quad (1-55)$$

La integral representa el área de incremento de presiones entre las profundidades 0 y H y puede calcularse gráficamente.

Si además $\Delta\bar{p}$ puede considerarse constante en el espesor tratado, la fórmula 1-55 se reduce simplemente a:

$$\Delta H = m_v \cdot \Delta\bar{p} \cdot H \quad (1-56)$$

La ecuación 1-56 goza de una popularidad seguramente innecesaria, dadas sus limitaciones, no siempre tenidas en cuenta por los que la usan.

El cálculo de la evolución de ΔH con el tiempo, fundamental en muchos problemas de la ingeniería

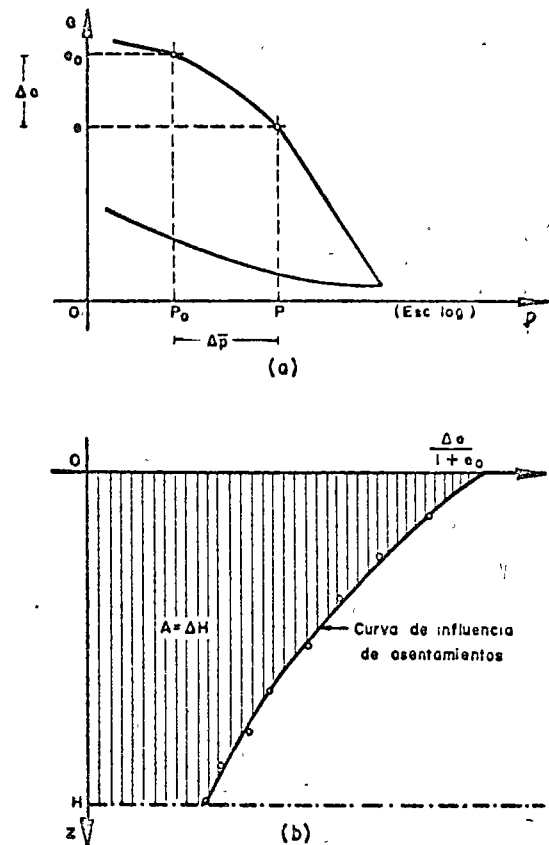


Figura 1-39. Métodos para la obtención de la curva de influencia de los asentamientos.

práctica, requiere la determinación previa del Coeficiente de Consolidación del suelo (C_v), que interviene en la ecuación:

$$T = C_v \frac{t}{H^2} \quad (1-45)$$

Esta ecuación puede aplicarse a la muestra de la prueba de consolidación, considerando los datos correspondientes al 50% de consolidación de dicha muestra. En efecto, $T_{50} = 0.197$, según se deduce de la curva de consolidación teórica; t_{50} puede encontrarse una vez establecida la escala $U(\%)$ en la curva de consolidación (ver Fig. 1-33), y H es el espesor efectivo del espécimen usado en el momento en que alcanzó el 50% de consolidación bajo el incremento de carga; si, como es usual, la muestra está drenada por ambas caras, deberá usarse el semiespesor del espécimen, calculado como un promedio de los semiespesores inicial y final de la muestra en ese incremento de carga.

Entonces,

$$C_v = \frac{T_{50}}{t_{50}} \cdot H^2 = \frac{H^2}{5t_{50}} \quad (1-57)$$

Nótese, sin embargo, que para cada incremento de carga aplicado en la prueba de consolidación se puede usar la ecuación (1-57). Así pues, se tiene un

valor de C_v para cada incremento de carga. Es así posible dibujar una gráfica de C_v contra la presión media aplicada en ese incremento, obtenida como media aritmética de las presiones inicial y final. Para un estrato real, sujeto a una sobrecarga Δp , se tomará como C_v el valor medio de los correspondientes a la zona de la curva cubierta por ese Δp .

Obtenido el C_v del suelo, la ecuación (1-45) puede aplicarse en la forma

$$t = \frac{H^2}{C_v} \cdot T \quad (1-58)$$

Ahora, H es el espesor efectivo del estrato de suelo, calculado según las condiciones de drenaje en la forma ya expuesta; C_v es el coeficiente de consolidación del suelo, recién calculado, dentro del intervalo de presiones que representa la sobrecarga aplicada al estrato. Así, dando valores a T , por ejemplo los que figuran en la tabla (1-1), pueden tenerse y tabularse los valores del tiempo en que el estrato alcanza los grados de consolidación correspondientes a esos factores tiempo. Como el asentamiento va siendo proporcional al grado de consolidación, pueden en definitiva tabularse los valores del asentamiento que corresponden a distintos tiempos, según evoluciona el fenómeno de consolidación.

Esta última tabla obtenida puede dibujarse en escala aritmética o en trazo semilogarítmico, con el tiempo en escala logarítmica, como abscisa. Se tiene así una curva de asentamiento previsto y su evolución con el tiempo.

En muchos problemas prácticos, principalmente en lo que toca a aquellos casos en que el suelo es descargado, como por ejemplo en una excavación, es de interés poder determinar las expansiones que tienen lugar por la descarga efectuada. El problema es esencialmente parecido al del cálculo de asentamientos y, hasta cierto punto, con las ideas antes expuestas se podría desarrollar un procedimiento similar para llegar a la meta propuesta. Sin embargo, la expansión presenta algunas peculiaridades dignas de

señalarse y es conveniente discutir, con base en idealizaciones, algunos conceptos que no son evidentes, pero que pueden servir de base para analizar con buen criterio un caso real.

Considérese, primeramente, un suelo de superficie horizontal, aciloso y homogéneo, antes de ser descargado. Para facilidad de exposición se supone que el nivel freático coincide con la superficie del terreno. El estado de esfuerzos neutrales, efectivos y totales será el que se muestra con las líneas punteadas de la Fig. 1-40. Supónganse ahora que se efectúa una excavación instantánea de profundidad h y de extensión infinita. La presión total removida será $\gamma_w h$ y, consecuentemente, el diagrama de presiones totales se reducirá en esa cantidad; como el estado de esfuerzos efectivos en la masa del suelo no puede cambiar instantáneamente, el agua que satura al suelo tomará la descarga, disminuyendo el diagrama de esfuerzos neutrales también en la magnitud $\gamma_w h$. Como quiera que la presión original del agua a la profundidad h era $\gamma_w h$, la nueva presión a esa profundidad, después de la excavación instantánea, será:

$$\gamma_w h - \gamma_w h = \gamma'_m h$$

o sea que aparece en el agua una tensión igual a la presión efectiva a la profundidad h , que en este caso es el peso específico sumergido del suelo por dicha profundidad.

Debe notarse que, por ser la excavación de extensión infinita y por ser la nueva ley de presiones en el agua lineal y paralela a la original, esta nueva distribución de presión es hidrostática y, por lo tanto, de equilibrio, por lo que el agua no fluirá en ninguna dirección; por ello, el anterior estado de presiones neutrales, efectivos y totales se mantendrá en el tiempo y corresponderá tanto al momento inicial de la excavación, como a cualquier tiempo subsecuente. Las presiones efectivas, que se mantienen en el suelo, no permitirán, en este caso, ninguna expansión.

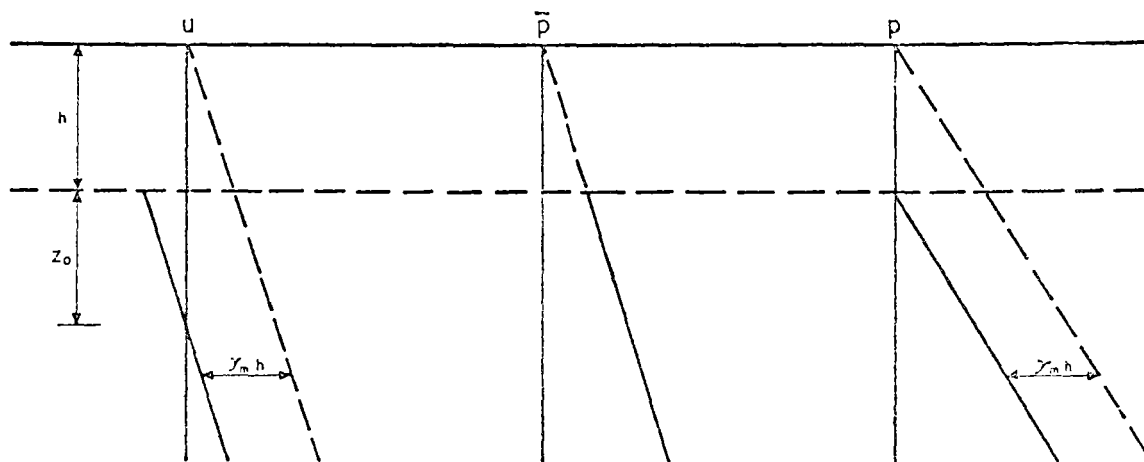


Figura 1-40. Distribución de esfuerzos verticales bajo el fondo de una excavación de extensión infinita.

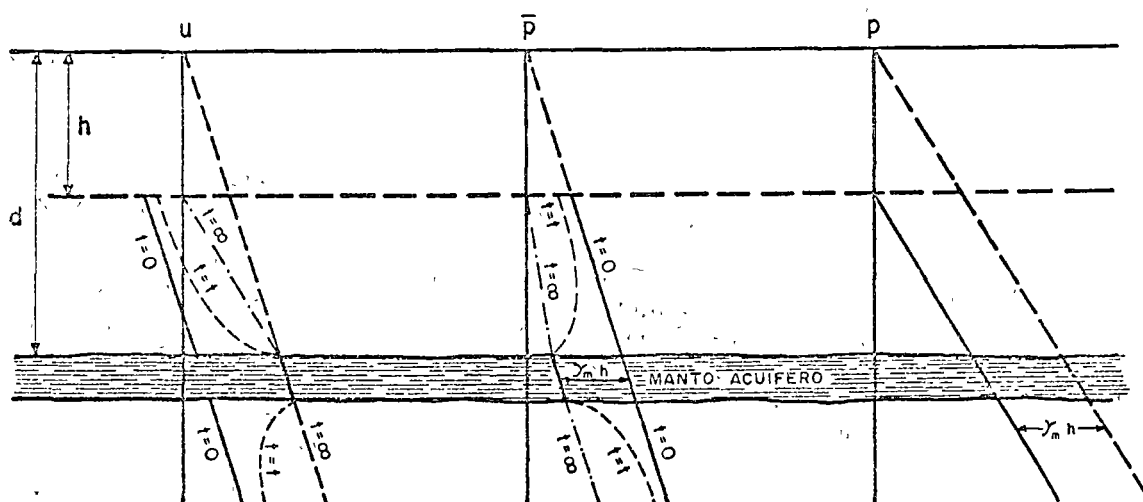


Figura I-41. Distribución de esfuerzos verticales bajo el fondo de una excavación de extensión infinita, con un manto acuífero.

Al observar el diagrama de presiones en el agua después de la excavación (líneas llenas de la Fig. I-40) se nota que el nivel al cual la presión neutral es nula (nivel freático) corresponde a la profundidad.

$$z_0 = \frac{v'}{\gamma_w} h \quad (1-59)$$

Este abatimiento del nivel freático es, teóricamente, inmediato a la remoción del material excavado. Así, basta con excavar el suelo a la profundidad h (en extensión infinita) para lograr que el nivel freático se abata al valor $h + z_0$, es decir la profundidad z_0 bajo el fondo de la excavación.

Supóngase ahora (Fig. I-41) que en el subsuelo del caso anterior existe un manto arenoso acuífero, en el que se mantenga la presión del agua. Si se realiza una excavación instantánea y de extensión infinita a la profundidad h , los diagramas de presiones inmediatamente después de efectuada la excavación serán idénticos a los del análisis anterior, excepto en la zona del acuífero, en donde la presión neutral no cambia, pero la presión efectiva se verá disminuida en la magnitud $\gamma_m h$. Si d es la profundidad a que se localiza el acuífero, la nueva presión efectiva en la frontera superior de éste, inmediatamente después de efectuada la excavación ($t = 0$), será:

$$\bar{p} = \gamma'_m d - \gamma_m h$$

El valor mínimo a que puede llegar la presión efectiva en la arena es, evidentemente, cero. En este caso límite se tendrá la máxima profundidad (h) a que puede llevarse la excavación, sin que la presión neutral en el acuífero (subpresión) levante el fondo, provocando una falla. Esta profundidad será:

$$h_{\text{crit}} = \frac{\gamma'_m}{\gamma_m} d \quad (1-60)$$

En la Fig. I-41 se ha supuesto $h < h_{\text{crit}}$ y en este caso, a partir del instante de la excavación ($t = 0$) se inicia un proceso de expansión tanto en el estrato arcilloso sobre el acuífero, como en la masa de arcilla subyacente; este proceso es producido por el flujo del agua que entra en la arcilla procedente del acuífero. Este proceso de expansión aumenta las presiones neutras en los estratos arcillosos, disminuyendo, correspondientemente, las presiones efectivas. En la Fig. I-41 se han dibujado isócronas correspondientes a $t = t$, un instante intermedio del proceso; el estado final de las presiones en el estrato superior de arcilla dependerá de las condiciones de frontera en el fondo de la excavación; si se supone que toda el agua que aflora en el fondo de la excavación se drena conforme brota, el estado final estará dado por las líneas $t = \infty$. En el estrato inferior, por ser semi-infinito, el proceso de expansión continuará indefinidamente, si bien a velocidad de creciente y el estado final de presiones es el de las líneas $t = \infty$, tal como se muestra en aquella zona en la misma Fig. I-41. El proceso de expansión analizado es sólo unidimensional y el flujo del agua es vertical. Por lo tanto, son aplicables, en principio, los datos obtenidos del tramo de descarga de una prueba de consolidación. En un caso como el analizado antes, el hundimiento del fondo de la excavación en un tiempo t tiene dos componentes: el hundimiento ocurrido en el estrato de arcilla de espesor finito que subyace al acuífero y el que corresponde a la masa semiinfinita situada debajo. En primer lugar se discutirá el proceso de expansión del estrato finito.

Antes de efectuar la descarga, un elemento de suelo a la profundidad z está sometido a una presión efectiva $p_1 = \gamma'_m z$ y pasará, al final de la expansión, a una presión \bar{p}_2 , que puede determinarse como antes se discutió. Si a una muestra representativa del suelo a esa profundidad z se le hace una prueba de consolidación, llegando a una carga máxima de \bar{p}_1 y

descargándola después a partir de ese valor hasta p_2 como mínimo, en el tramo de descarga de la curva de compresibilidad así obtenida podrá determinarse la variación Δe correspondiente al suelo en la descarga efectuada. Procediendo en forma análoga para otras profundidades se podrá dibujar la curva $[\Delta e / (1 + e_0)] - z$, de influencia de los bufamientos, la cual cubre un área que, a la escala correspondiente, mide el bufamiento total del estrato finito. El bufamiento en el tiempo t podrá determinarse estudiando la evolución de la expansión con el tiempo, en la misma forma en que previamente se estudió la del asentamiento primario.

Los conceptos a_v , m_v y C_v de la Teoría Unidimensional de la Consolidación tienen sus correspondientes conceptos análogos a_{vs} , m_{vs} y C_{vs} para la descarga, que pueden usarse en los mismos casos y en forma análoga a la discutida.

En cuanto a la masa semiinfinita colocada bajo el acuífero, su bufamiento total será, teóricamente, infinito, por lo que sólo tiene sentido práctico calcular el bufamiento para un tiempo finito t .

Nótese que el punto clave para que la expansión pueda tener lugar está en el hecho de que el acuífero mantenga su presión neutral, si por algún método artificial, esta presión se abate al valor $\gamma_m h$, (Fig. I-11) el proceso de expansión no podrá tener lugar. Esto se puede realizar en la práctica por medio de pozos en que se bombee la cantidad adecuada de agua del acuífero, así se logrará convertir este caso en otro, análogo al primeramente tratado en esta sección, en que no existía ningún acuífero.

Si en el caso ahora analizado el acuífero fuese un sistema hidráulicamente cerrado, es decir, que careciese de una fuente de agua (por ejemplo, el caso de una lente arenosa de extensión finita), la presión neutral en el estrato arenoso bajaría instantáneamente al salir el agua y el proceso de expansión no se verificaría (en realidad por ser el agua incompresible teóricamente, bastará que salga cualquier cantidad de agua, por poca que sea, para aliviar la presión neutral en el estrato de arena), este caso se vuelve así similar al primero tratado en esta sección,

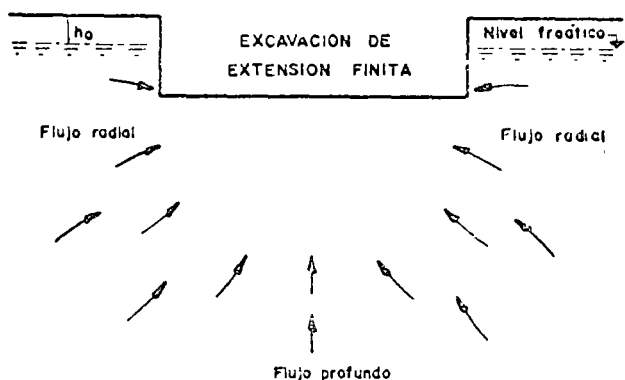


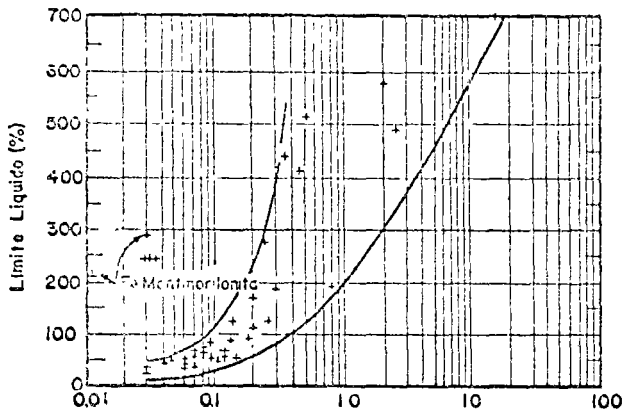
Figura I-42. Esquema del flujo de agua hacia una excavación de extensión finita.

en el que se tenía una masa de suelo arcilloso homogéneo.

En las obras reales no se tienen, naturalmente, excavaciones de extensión infinita. Las ideas anteriores, sin embargo constituyen la base del criterio para discutir las excavaciones finitas, más o menos idealizadas. En la Fig. I-42 se muestra el caso de una excavación finita realizada en un medio arcilloso homogéneo; el nivel freático se considera a una profundidad h_0 a partir de la superficie. En este caso, el efecto de la excavación no será uniforme en todo el manto en lo que a disminución de presiones totales se refiere, sino que esta disminución habrá de ser estimada en los diferentes puntos usando la Teoría de Boussinesq, por ejemplo. En una primera aproximación podría afirmarse que lo que disminuye la presión neutral en cada punto de la masa será lo que disminuya la presión total (recuérdese el primero de los dos casos de excavación infinita arriba tratados); por ello, la presión neutral disminuirá más en las zonas centrales de la excavación y en los niveles próximos al fondo, y estas disminuciones serán cada vez menores según se alcancen los bordes de la excavación (o fuera de ella) y según se profundice en la masa de arcilla homogénea. Esto da origen a un flujo de agua del exterior hacia el centro y de las zonas profundas hacia el fondo de la excavación (Fig. I-42).

Por lo tanto, la masa de suelo bajo la excavación se expandirá más en el centro del fondo de esta, y la expansión irá disminuyendo hacia la periferia. Según ya se dijo, en depósitos naturales de arcilla por lo general la permeabilidad es mayor en la dirección horizontal que en la vertical, por lo que el flujo radial hacia la excavación influye más en la expansión que el vertical, proveniente de zonas profundas. Ha de hacerse notar en forma muy predominante que el simple hecho de efectuar la excavación en la masa arcillosa disminuyó las presiones neutras bajo ella y si se llama nivel freático al lugar geométrico de los puntos en que la presión neutral es nula (con origen de presión en la atmosférica), este nivel se habrá abatido por sí mismo aún más abajo que el fondo de la excavación al efectuar ésta.

Si bajo el fondo de la excavación hay estratos permeables de gran extensión que funcionen como abastecimientos de agua, éstos harán que el proceso de expansión sea mucho más rápido (revisense las ideas correspondientes al segundo caso de excavación infinita discutido). Para reducir a un mínimo la velocidad de expansión en el fondo de una excavación se ha recurrido en la práctica a lo que resulta obvio tras haber discutido los casos de excavación de extensión infinita; en primer lugar se han usado tablas o tablones más o menos profundos en los bordes de la excavación, lo cual impide el flujo radial y permite sólo el vertical, mucho más lento, en segundo lugar se ha recurrido al uso de pozos de bombeo y otros métodos (electrólisis, por ejemplo) para abatir las presiones neutras en puntos específicos y en las zonas próximas a ellos, a fin de constituir una verda-



$$\text{Índice de Expansión} = -\frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma_v}$$

Figura I-13 Correlación entre el índice de expansión y el límite líquido en suelos finos (Ref. 28)

deta pantalla de depresión en torno a la excavación que intercepte el flujo horizontal. Como quiera que estas excavaciones normalmente son provisionales y se construyen para existir durante un tiempo relativamente breve, se logra así que en ese tiempo la expansión no alcance valores de consideración.

El hecho de que en suelos permeables, como las arenas y las gravas, se tenga que recurrir literalmente a abatir el nivel freático para poder efectuar una excavación en seco, ha hecho pensar frecuentemente que esto debe lograrse también en arcillas, sin tomar en cuenta que, en estos materiales, el nivel freático baja por sí mismo cuando se excava.

Las excavaciones reales no son instantáneas, sino que se efectúan en un espacio de tiempo. Esto no invalida los razonamientos anteriores, lo que sucede es que los abatimientos de presión neutral ocurrirán según la descarga se efectúa.

Una idea de la expansión de los suelos puede obtenerse calculando su índice de expansión, definido por la expresión

$$C_e = -\frac{\Delta e}{\Delta (\log \bar{p})} \quad (I-61)$$

y relacionado con la prueba de consolidación hecha en edómetro (consolidómetro). Así definido, el índice de expansión es una medida de la pendiente que resulta la curva de compresibilidad en el intervalo de descarga, durante el cual el suelo se expande. Pueden obtenerse series de curvas de expansión en el consolidómetro si se carga una serie de especímenes a diferentes presiones verticales efectivas y se descargan después de consolidados bajo tales presiones. Esas curvas tienden a ser paralelas en la representación usual de la curva de compresibilidad, de manera que el coeficiente de expansión resulta variar muy poco con la presión efectiva bajo la cual el suelo se haya consolidado antes de expandirse. En la figura I-13

(Ref. 28) se muestra la variación del índice de expansión con el límite líquido de la arcilla; se ve que C_e aumenta al aumentar el límite líquido, si bien la dispersión de la relación es lo suficientemente grande como para que a ésta no se le pueda dar más que un carácter cualitativo.

Los índices de expansión pueden tener valores tan altos como 25 para la montmorilonita sódica, con límite líquido de 500%; pero en suelos naturales sus valores son mucho más bajos (por ejemplo 0.09 para la arcilla azul de Boston, en el período de descarga de 1 a 0.1 kg/cm²).

C. Consolidación secundaria

La consolidación consta en realidad de dos fenómenos superpuestos y mezclados. El primero es el que se ha descrito con algún detalle en páginas anteriores de este apartado y consiste en la transmisión de la carga exterior, originalmente tomada por el agua de los poros, a la estructura sólida del suelo; esta transmisión va acompañada de una disminución de volumen y de la correspondiente pérdida de agua intersticial que se drena a través de las fronteras permeables del estrato. Esta es la consolidación primaria. Pero es evidente que el proceso de disminución volumétrica, al ir acompañado de un aumento de presión efectiva, exige la aparición de otra fuente de deformación, debida ahora a efectos discretos de acomodación de partículas minerales, para adaptarse a la nueva estructura más cerrada. Este proceso recibe el nombre de consolidación secundaria y no es tomado en cuenta para nada en la teoría de consolidación unidimensional de Terzaghi.

En las etapas iniciales de la consolidación primaria, casi toda la carga exterior es tomada por el agua intersticial y ha ocurrido poca deformación volumétrica en la estructura sólida; es entonces natural que se noten poco los efectos de deformación por acomodación, consistentes quizá en pequeños deslizamientos relativos, giros y vuelcos de unas partículas respecto a otras, por ello la consolidación secundaria será poco perceptible en las etapas tempranas de la consolidación primaria. Por el contrario, en las etapas finales del proceso primario de consolidación, mucha de la presión exterior ha sido ya transmitida a las partículas minerales en forma de presión efectiva y ha tenido ya lugar gran parte de la deformación volumétrica que ha de producirse; por esta razón, será mucho más relevante la componente de deformación por acomodación relativo de las partículas minerales al adaptarse a la nueva estructura más cerrada. La consolidación secundaria se hará más y más importante, relativamente hablando, a medida que el proceso primario avanza de hecho, en las últimas etapas del proceso primario la consolidación secundaria puede ser de capital importancia y también puede darse el caso de que el suelo continúe sometido al proceso secundario mucho tiempo después de que el proceso primario haya terminado, por lo menos para todo fin práctico.

No existe hasta este momento una teoría que permita calcular la deformación que un suelo pueda sufrir por consolidación secundaria, en el sentido y con la confiabilidad con que la teoría de Terzaghi puede permitir la valuación del asentamiento primario. Se han hecho muy importantes investigaciones de laboratorio y algunos intentos para llegar a un modelo matemático de comportamiento; las referencias 29 y 30 pueden mencionarse entre las muchas disponibles.

Existe evidencia experimental que permite concluir que el proceso de consolidación secundaria queda representado por una recta en una gráfica de deformación de una muestra en el consolidómetro, contra tiempo de prueba, en escala logarítmica (curva de consolidación). Este hecho explica la diferencia de forma entre la curva de consolidación teórica (Fig. I-31) y la obtenida típicamente en el laboratorio (Fig. I-25), que adopta la forma recta en las etapas finales del proceso primario, cuando la consolidación secundaria se hace predominante.

La consolidación secundaria es más importante dondequiera que la primaria sea más corta, tal como sucede en los especímenes de laboratorio, en los suelos orgánicos, en los estratos delgados o en estratos con gran abundancia de lentes de arena que proporcionen drenaje. Muy especialmente, la consolidación secundaria es importante en depósitos de turba, en que la consolidación primaria puede ocurrir en forma casi simultánea con la aplicación de la carga. Por lo tanto, en el caso de un terraplén construido sobre un depósito de turba, en el que interese conocer el progreso del asentamiento ocurrido una vez terminada la estructura, se necesitará prestar atención especial a la consolidación secundaria, pues a ella se deberá la casi totalidad del asentamiento que se produzca a lo largo del tiempo.

I-13 INTRODUCCION AL PROBLEMA DE LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE LOS SUELOS

A Generalidades y teoría de falla

En Mecánica de Suelos, la resistencia al esfuerzo cortante constituye la característica fundamental a la que se liga la capacidad de los suelos para adaptarse a las cargas que actúan sobre ellos, sin fallar.

Esto es debido a varias razones. En primer lugar, la resistencia de los suelos a ciertos tipos de esfuerzos diferentes del cortante, como los de tensión, por ejemplo, es tan baja que generalmente no tiene gran importancia para el ingeniero. Por lo común las estructuras en que el ingeniero hace intervenir al suelo son de tal naturaleza que en ellas el esfuerzo cortante es el esfuerzo actuante básico y de la resistencia a él depende primordialmente el que la estructura no falle. Naturalmente que en estas estructuras ocurre con frecuencia que esos otros esfuerzos diferentes del cortante intervienen a veces más de lo que

el ingeniero desea; por ejemplo, los esfuerzos de tensión, por mencionar el mismo esfuerzo ya citado, juegan a veces papel no despreciable en el agrietamiento de obras de tierra y, de hecho, hoy se sienten en ocasiones que se ha ido demasiado lejos en el olvido de la tensión como un esfuerzo digno de ser investigado en relación con los suelos. Pero el hecho esencial permanece: el ingeniero hace trabajar al suelo sobre todo al esfuerzo cortante, por lo que es lógico que sea la resistencia a este esfuerzo la que interese también de preferencia.

En segundo lugar, ocurre que la resistencia de los suelos a otros tipos de esfuerzos, como los de compresión (pura, naturalmente), es tan alta, que tampoco la resistencia es de interés práctico, pues los suelos sometidos a compresión en cualquier caso real, fallarían por esfuerzo cortante antes de agotar su resistencia a la compresión propiamente dicha.

En tercer lugar, es posible que el interés casi exclusivo de los ingenieros de suelos por la resistencia al esfuerzo cortante esté muy fomentado por el hecho de que la Teoría de Falla más universalmente usada en la Mecánica de Suelos sea una teoría de esfuerzo cortante. Para comprender esta afirmación es preciso definir lo que se entiende por una Teoría de Falla y todavía, yendo más al origen de los conceptos, reflexionar sobre lo que ha de entenderse por falla, una de las palabras de uso más común por los ingenieros, pero en rigor de las de más confuso significado.

En términos generales, no existe aún una definición universalmente aceptada del concepto de falla: puede esta palabra significar el principio del comportamiento inelástico de un material o el momento de la ruptura del mismo, por sólo citar dos interpretaciones muy comunes. Muchas veces el concepto falla está incluso ligado a factores económicos y aun estéticos o de preferencia personal, a un grado tal que es común que varíe radicalmente de unos especialistas a otros, de unos campos de la ingeniería a otros o de un país a su vecino, de acuerdo con sus respectivos recursos o nivel de riqueza; piénsese, por ejemplo, en tratar de definir lo que haya de entenderse por falla de un pavimento.

Es cierto que, a despecho de estas complejidades, no suele ser muy difícil en cada caso particular y dentro de las condiciones socioeconómicas del mismo, que un grupo de especialistas involucrados llegue a una definición razonable de falla para ese caso, y es cierto también que esto es particularmente posible cuando se trata de definir el comportamiento de un material en una prueba concreta de laboratorio o en una estructura concreta que haya de erigirse. Por ello no es utópico pensar que en un caso dado pueda existir entre los especialistas responsables un criterio unificado sobre lo que ha de entenderse por falla en ese caso.

Pero aun en tan favorables circunstancias surgirá la pregunta de si el conjunto de normas de proyecto o protección adoptadas garantiza el que una cierta

estructura no fallará. Y esta pregunta lleva a la necesidad de responder a otra: ¿cuál es la causa de la falla de un material?, pues es claro que si no se define por qué fallan los materiales, no podrá decirse si un material concreto fallará o no, en una situación determinada.

La respuesta a esta fundamental pregunta es una teoría de falla (Refs. 31 y 32).

En la Mecánica de Suelos actual, la teoría de falla más utilizada es lo que podría considerarse una combinación de dos teorías clásicas algo diferentes. La primera, establecida en 1773 por Coulomb (Ref. 33), dice que un material falla cuando el esfuerzo cortante actuante en un elemento plano a través de un suelo alcanza el valor

$$\tau_f = c + \sigma \tan \phi \quad (1-62)$$

donde

- τ_f = esfuerzo cortante actuante, final o de falla.
- c = cohesión del suelo supuesta constante por Coulomb. Resulta ser la resistencia del suelo bajo presión normal exterior nula.
- σ = esfuerzo normal actuante en el plano de falla.
- ϕ = ángulo de fricción interna del suelo, también supuesto constante por Coulomb.

La otra teoría de falla es debida a Mohr (Ref. 34) y establece que, en general, la falla por deslizamiento ocurrirá a lo largo de la superficie particular en la que la relación del esfuerzo tangencial o cortante al normal (oblicuidad) alcance un cierto valor máximo. Dicho valor máximo fue postulado por Mohr como una función tanto del acomodo y forma de las partículas del suelo, como del coeficiente de fricción entre ellas. Matemáticamente la condición de falla puede establecerse

$$\tau_f = \sigma \tan \phi \quad (1-63)$$

Originalmente Mohr estableció su teoría pensando sobre todo en suelos granulares, en tanto que Coulomb propuso la ecuación 1-62 como criterio de falla para suelos cohesivos que comprenden a los suelos granulares como un caso particular, en el que la resistencia al esfuerzo cortante es cero para un esfuerzo normal actuante nulo; esto equivale a particularizar la ecuación 1-62 del caso $c = 0$. En rigor la diferencia esencial entre la teoría de Mohr y la de Coulomb estriba en que para el primero el valor de ϕ no debe ser necesariamente constante. En tanto que en una representación con esfuerzos normales en el eje de abscisas y tangenciales en el eje de ordenadas, la ecuación 1-62 quedará representada por una línea recta, la 1-63 quedará representada por una línea curva, que sólo como caso particular podrá ser recta.

La Mecánica de Suelos actual suele utilizar como criterio de falla lo que se acostumbra llamar el cri-

terio de Mohr-Coulomb, en el cual se emplea la ecuación 1-62 como representación matemática, pero abandonado la idea original de Coulomb de que c y ϕ sean constantes del suelo, y considerándolas variables en el sentido que se verá posteriormente. Se advierte pues que la teoría de falla más usada aun en la actual Mecánica de Suelos atribuye la falla de éstos al esfuerzo cortante actuante; resulta entonces lógico que, en tal marco de ideas, la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos resulte el parámetro fundamental a definir en conexión con los problemas de resistencia y falla.

La teoría de falla de Mohr-Coulomb permite, en general, llegar a resultados bastante satisfactorios en las aplicaciones de la Mecánica de Suelos a los problemas prácticos, pero indudablemente no es una teoría perfecta en el sentido de que no permite predecir todas las fallas observadas ni explica toda la evidencia experimental disponible. Quizá la explicación de estas deficiencias estriba en que esta teoría posee una deficiencia básica, si se acepta que la falla de un material se produce como consecuencia del estado de esfuerzos que actúa en su interior. En efecto, es sabido que dicho estado de esfuerzos puede describirse a final de cuentas por tres parámetros independientes, por ejemplo los tres esfuerzos principales σ_1 , σ_2 y σ_3 ; en general, un estado de esfuerzos no puede describirse por completo con menos de tres parámetros independientes. Pues bien, la teoría de Mohr-Coulomb relaciona la falla con el esfuerzo cortante actuante, el cual se relaciona con la diferencia de los esfuerzos principales máximo y mínimo [$\tau_f = f(\sigma_1 - \sigma_3)$], pero no toma en cuenta el esfuerzo principal intermedio, σ_2 . De esta manera la teoría de falla no puede aspirar a cubrir en forma completa todos los casos de falla reales, por no tomar en cuenta en su totalidad las causas de la falla.

La experimentación actual parece indicar que el valor del esfuerzo σ_2 en la falla influye en cierta medida en los parámetros de resistencia c y ϕ que puedan obtenerse en el laboratorio, si bien probablemente esta influencia es moderada. También se acepta que la falla de los materiales reales está influida por cómo varíe σ_2 a lo largo del proceso de carga que conduce a la falla. Se considera fuera del alcance de éste libro una discusión más a fondo de estos temas, la cual puede encontrarse en obras más especializadas, como por ejemplo las Refs. 32, 35 y 36.

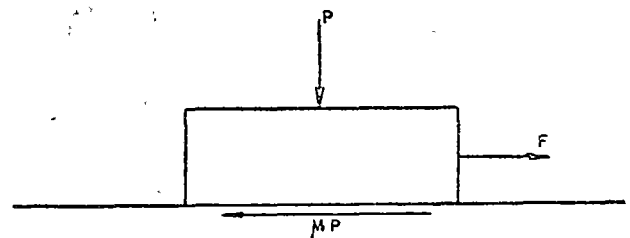


Figura I-44. Concepto mecánico de la fricción.

B Naturaleza de la resistencia al esfuerzo cortante en suelos granulares y cohesivos

Convience ahora analizar someramente los factores de que depende la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos friccionantes y de los cohesivos.

En general se acepta que la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos se debe, por lo menos en parte, a la fricción que se desarrolla entre sus granos, cuando hay tendencia al deslizamiento relativo a unos respecto a otros. Se utiliza el concepto de fricción en el sentido familiar en mecánica (Fig. I-44).

La fuerza necesaria para iniciar el deslizamiento del cuerpo de la figura es: $F = \mu P$, donde μ recibe el nombre de coeficiente de fricción entre las superficies en contacto.

Análogamente entre las partículas del suelo se desarrollan resistencias friccionales, de manera que si se considera una superficie potencial de deslizamiento y $\bar{\sigma}$ es la presión normal que actúa en dicha superficie, el esfuerzo cortante necesario para producir el deslizamiento, τ_f , puede relacionarse con $\bar{\sigma}$ por una expresión del tipo

$$s = \tau_f = \bar{\sigma} \tan \phi \quad (1-64)$$

Resulta obvio que la resistencia friccionante (s) debe estar regida por el esfuerzo normal efectivo. En la expresión anterior $\tan \phi$ juega el papel del coeficiente de fricción y sirve, a la vez, para definir el denominado ángulo de fricción interna del suelo.

La expresión 1-64 fue primeramente propuesta por Coulomb en un sentido un tanto más estricto que el que es posible otorgarle hoy, pues para Coulomb ϕ era una constante absoluta propia del suelo de que se tratara, en tanto que en épocas posteriores fue preciso considerar ciertas posibilidades de variación en el ángulo de fricción interna. Análogamente, como ya se dijo, Coulomb estableció históricamente el concepto de cohesión, al observar que algunos materiales (las arcillas) presentaban resistencia bajo presión normal exterior nula. De esta manera postuló como ley de resistencia posible para tales materiales la expresión

$$s = \tau_f = c \quad (1-65)$$

en que c es la cohesión del suelo (que por cierto Coulomb también consideró constante, en tanto que hoy se trata como variable). Estos materiales fueron llamados "puramente cohesivos" y en ellos se consideraba $\phi = 0$.

Al considerar el caso más general, Coulomb atribuyó la resistencia de los suelos a ambas causas, según una expresión que resume a las dos anteriores, para un suelo que tenga "cohesión y fricción".

$$s = \tau_f = c + \bar{\sigma} \tan \phi \quad (1-66)$$

Actualmente se considera que la fricción es la fuente fundamental de resistencia en los suelos gra-

nulares, si bien no la única, como ya se dijo (sección I-11). Según esto, la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos granulares depende fundamentalmente de la presión normal entre sus granos y del valor del ángulo de fricción interna ϕ . Este, a su vez, depende de la compacidad del material y de la forma de los granos, que desarrollarán mayor fricción cuanto más vivas o menos redondeadas sean sus aristas.

En la Ref 37 se menciona un estudio acerca de la influencia del agua sobre el ángulo de fricción desarrollado entre partículas de cuarzo de forma equidimensional. Según tal estudio, el que haya o no agua entre las partículas carece de importancia y no ejerce mayor efecto en el ángulo de fricción entre ellas. Por el contrario, la presencia de otros contaminantes, tales como delgadas películas de materia orgánica o partículas muy finas laminares, sí reduce substancialmente el coeficiente de fricción entre los granos.

Si los suelos granulares tuvieran un comportamiento puramente friccionante, tal como fue postulado por Coulomb (ecuación 1-64), una representación de su ley de resistencia en unos ejes $\tau - \sigma$ (tal como se obtiene de una prueba triaxial según se verá) sería una línea recta pasando por el origen, y el ángulo ϕ sería constante, como precisamente estableció Coulomb. Sin embargo, esto no sucede y lo normal es que la representación $\tau - \sigma$ de la ley de resistencia muestre una línea curva (si bien generalmente no muy alejada de la recta), esto es debido al efecto sobre la resistencia del acomodo de los granos del suelo, que han de deformarse y rodar unos sobre otros para que la falla llegue a producirse (sección I-11). El efecto del acomodo disminuye cuando aumenta el esfuerzo de confinamiento, puesto que las partículas se alisan en sus puntos de contacto y salientes, por aplastamiento y ruptura, esto hace que la muestra de suelo granular se compacte, pero aún así fallará más fácilmente, por efecto de acomodo. Por ello, en una representación $\tau - \sigma$, según $\bar{\sigma}$ va siendo mayor, se va teniendo menor ϕ , y la ley de resistencia se va haciendo más horizontal.

La curvatura parece ser más marcada cuanto mayor sea el tamaño de las partículas (ver Ref 23, en la que se menciona el caso de enrocamientos). Este hecho parece estar relacionado con la ruptura de granos, especialmente al considerar que algunas arenas de tamaño relativamente pequeño, pero de grano débil y quebradizo (por ejemplo arenas conchíferas) también muestran envolventes de resistencia muy curvas. La curvatura también parece ser mayor en deformación plana que en compresión triaxial.

En resumen, los suelos granulares se consideran materiales friccionantes, pero con desviaciones de comportamiento puramente friccional por efectos de acomodo entre sus granos. Esto se traduce en resistencia a la distorsión de los granos, a la ruptura en sus contactos y al rodamiento y deslizamiento de

unos sobre otros. Si el esfuerzo cortante es lo suficientemente alto, el efecto estadístico de superación de la fricción, más los efectos del acomodo, es un movimiento continuo o distorsión de la masa, que es la falla por esfuerzo cortante. El fenómeno no es básicamente afectado por el agua contenida en los vacíos del suelo granular. En rigor, el concepto de ángulo de fricción interna involucra tanto al coeficiente de fricción grano-grano, como a todos los efectos de acomodo. Es notable lo poco que influye el coeficiente de fricción grano-grano, que es bastante variable en la naturaleza, en el ángulo de fricción interna (Ref. 58), hecho explicable si se piensa que las partículas siempre se mueven de la manera que les resulta más fácil. Si el coeficiente de fricción es bajo, se deslizan, y si es alto, ruedan.

Los mecanismos de la resistencia al esfuerzo cortante son algo diferentes en los suelos finos de forma laminar, a los que, por costumbre, se denominan suelos cohesivos. Se analizará primeramente el caso de suelos cohesivos saturados, por ser quizá el más sencillo y mejor estudiado.

Como los suelos granulares, los cohesivos son acumulaciones discretas de partículas que deben deslizarse unas sobre otras o rodar para que llegue a producirse una falla por esfuerzo cortante. Sin embargo, hay ahora algunas diferencias de significación. Primero, cuando se aplica la carga exterior a una arcilla saturada, se acepta que es tomada primero por el agua, en forma de presión neutral, u . Esto es una consecuencia de la compresibilidad que ahora tiene la estructura sólida del suelo, en comparación con el agua. Segundo, la permeabilidad del suelo es ahora tan baja, que la presión neutral producida necesita tiempo para disiparse, en el supuesto de que existan las apropiadas condiciones de drenaje para hacer posible tal disipación. Tercero, existen ahora fuerzas muy significativas entre las partículas del suelo, debido a efectos eléctricos de atracción y repulsión.

Hay evidencia abundante en el sentido de que el mecanismo de la resistencia de los suelos finos cohesivos es fundamentalmente también un efecto de fricción, pero ahora los simples hechos de la fricción mecánica pueden estar disfrazados por muchos efectos secundarios, que complican extraordinariamente el cuadro general. Por ejemplo, con seguridad las láminas de arcilla, aunque estén muy próximas en casi toda su área, no están en ningún punto en contacto real, se cree que los contaminantes que pueda haber entre las superficies enfrentadas, incluyendo el agua adsorbida, no son removidos por presiones normales que tiendan a juntar las superficies que sean menores de $5,000 \text{ kg/cm}^2$ o aún más; así, es lógico pensar que esos contaminantes participarán en la transmisión de los esfuerzos normales y cortantes. Quizá el efecto friccionante cristal con cristal sea más similar al caso de los suelos friccionantes, en el caso de contacto borde-cara plana entre dos láminas, el cual, por cierto, se considera debe ocurrir muy frecuentemente.

Es un hecho experimental universalmente aceptado que el agua intersticial influye en la resistencia

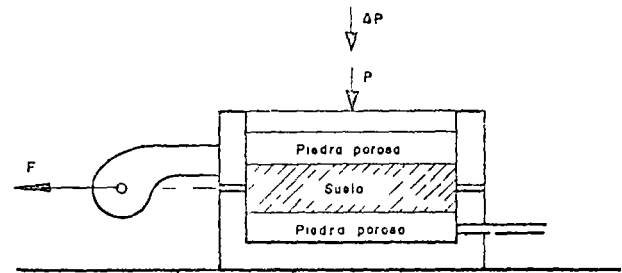


Figura I-45. Esquema para ilustrar la influencia de diversos factores sobre la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo "cohesivo".

al esfuerzo cortante de las arcillas, de manera que ésta disminuye si aquélla aumenta. Una explicación posible (Ref. 37) estriba en que, en una arcilla muy seca, los iones de superficie de sus cristales no están completamente hidratados, lo que permite acomodos más próximos y fuertes nexos entre los cristales; cuando llega el agua, los iones se hidratan y los nexos entre los cristales se debilitan substancialmente.

Pasando a un punto de vista ingenieril, los factores que influyen principalmente en la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos "cohesivos" saturados y cuya influencia debe sopesarse cuidadosamente en cada caso particular, son los siguientes: historia previa de consolidación del suelo, condiciones de drenaje del mismo, velocidad de aplicación de las cargas a que se le someta y sensibilidad de su estructura.

Para visualizar en forma sencilla el mecanismo a través del cual cada uno de los factores ejerce su influencia, se considera a continuación el caso de una arcilla totalmente saturada, a la que se somete a una prueba directa de resistencia al esfuerzo cortante.

Supóngase que la muestra ha sido previamente consolidada bajo una presión normal $\bar{\sigma}_1$, proporcionada por una carga, P , cualquiera. Supóngase también que la muestra nunca soportó a través de su historia geológica un esfuerzo mayor que dicho $\bar{\sigma}_1$; en otras palabras, la muestra está normalmente consolidada. En estas condiciones, debe tenerse en el agua $u = 0$.

Si ahora se incrementa rápidamente la presión normal en un valor $\Delta\sigma_1$, aplicando un incremento de carga ΔP , actuará sobre la muestra una presión total $\sigma_2 = \sigma_1 + \Delta\sigma_1$. Este incremento de carga puede producir muy diversos efectos sobre la resistencia al esfuerzo cortante de la muestra, dependiendo del tiempo que se deje actuar antes de aplicar la fuerza F que la hará fallar, del drenaje de la muestra y de la velocidad con que F sea aplicada. En efecto, supóngase que la muestra tiene muy buen drenaje, estando expedita la salida de agua de las piedras porosas hacia el exterior, en el primer instante $\Delta\sigma_1$ será tomado por el agua de la muestra, pero si transcurre el tiempo suficiente se producirá la consolidación de la arcilla bajo la nueva condición de esfuerzos y $\Delta\sigma_1$ llegará a ser también esfuerzo efectivo. Si ahora la muestra se lleva a la falla, aplicando F en incremen-

tos pequeños y permitiendo que entre cada uno transcurra el tiempo suficiente para que se disipe cualquier presión neutral que se origine en la zona vecina a la superficie de falla, la resistencia de la arcilla quedará dada por la expresión

$$s = (\sigma_1 + \Delta\sigma_1) \tan \phi = \sigma_2 \tan \phi$$

Pues, en todo momento, σ_1 y $\Delta\sigma_1$ son efectivas y no existen presiones neutrales en el agua.

Por otra parte, si F se aplicase rápidamente, en las zonas vecinas a la superficie de falla aparecerían presiones neutrales causadas por la tendencia al cambio de volumen bajo la deformación tangencial. En arcillas normalmente consolidadas esta tendencia es siempre hacia una disminución, por lo que los esfuerzos que aparecen en el agua son presiones, que disminuyen los esfuerzos efectivos. Si u representa a éstas presiones neutrales en el momento de la falla, la resistencia de la arcilla quedará dada por:

$$s = (\sigma_1 + \Delta\sigma_1 - u) \tan \phi = (\sigma_2 - u) \tan \phi$$

La resistencia al esfuerzo cortante ha variado simplemente porque cambió la velocidad de aplicación de F .

El valor de u depende grandemente de la sensibilidad de la estructura del suelo; bajo la deformación que está teniendo lugar en la prueba, una estructura sensible se degrada, tendiendo a disminuir más su volumen, por lo que u se hace mayor que en el caso de una arcilla muy poco sensible a la deformación.

Si, por el contrario, la prueba se efectúa estando impedida la salida del agua de las piedras porosas hacia el exterior, el esfuerzo $\Delta\sigma_1$ nunca podrá llegar a ser efectivo, pues la arcilla no puede materialmente consolidarse; por lo tanto, el esfuerzo $\Delta\sigma_1$ no dejará de ser neutral ($\Delta\sigma_1 = u_1$). Al aplicar F tampoco se disiparán las presiones neutrales que pueda generar la deformación tangencial y ello aunque F se aplique lentamente (se supone que la salida del agua está idealmente impedida, cosa muy difícil, por no decir imposible de lograr en un aparato de corte directo). Suponiendo que la presión neutral originada por la deformación tangencial sea también u (en realidad es un poco menor), la resistencia al esfuerzo cortante de la arcilla será ahora, teniendo presente que $\Delta\sigma_1 = u_1$:

$$s = (\sigma_1 + \Delta\sigma_1 - u_1 - u) \tan \phi = (\sigma_1 - u) \tan \phi$$

de nuevo diferente a las dos anteriores, nada más que a causa de un cambio en la condición de drenaje de la muestra.

Esta misma resistencia se podría haber obtenido si $\Delta\sigma_1$ y F fuesen aplicadas rápidamente, una tras otra, aun con drenaje libre, pues en tal caso no se daría tiempo a que se disipase ninguna presión neutral en los poros del suelo.

Todos los razonamientos anteriores pueden considerarse aplicables a un suelo normalmente consoli-

dado en la naturaleza, si el suelo es preconsolidado pueden desarrollarse razonamientos análogos. En efecto, considérese la misma muestra anterior, pero fuertemente consolidada por una presión σ_1 , de gran magnitud. Si ahora se descarga rápidamente la muestra, quitando la fuerza P que producía la σ_1 , la arcilla tenderá a expandirse; como la muestra no puede tomar instantáneamente el agua necesaria para ello, aun en el supuesto de que existiese en el exterior disponible, el agua intersticial quedará sometida a un estado de tensión tal que proporcione a las partículas minerales una presión suficiente para mantener el mismo volumen; obviamente, esta presión debe ser la misma que actuaba antes sobre la arcilla desde el exterior, es decir:

$$u_2 = -\sigma_1$$

Si inmediatamente después de retirar la carga P , la muestra se lleva a la falla, aplicando F rápidamente, la deformación tangencial en el plano de falla ocasionará, según se dijo, una perturbación de la estructura sólida y la presión del agua intersticial, u , consecuencia de ello, disminuye la tensión u_2 existente, de acuerdo con lo dicho en el párrafo anterior. En este caso la resistencia al esfuerzo cortante podrá escribirse, teniendo en cuenta que la presión total es nula, por haber retirado P y que $u_2 = -\sigma_1$ como:

$$s = (0 - u_2 - u) \tan \phi = (\sigma_1 - u) \tan \phi$$

Esta es la resistencia que se interpreta históricamente como "cohesión" de las arcillas, por ocurrir a esfuerzo exterior nulo y que, según se ve, en realidad es también fricción consecuencia de la preconsolidación (historia previa de consolidación) adquirida por la arcilla a causa de la acción de σ_1 . Si no existe ninguna fuente de agua exterior de donde absorber, no importa el tiempo que se deje transcurrir desde la remoción de la carga P hasta la falla de la muestra por aplicación rápida de F . La resistencia permanecerá la misma. Debe observarse que si las facilidades de drenaje son nulas; es decir, si no existiera posibilidad para la muestra de ganar o perder agua, cualquiera que sea el decremento o incremento de presión exterior, toda esa presión adicional la tomará el agua, y al aplicar la fuerza F rápidamente, el material tendría exactamente la misma resistencia debida a la preconsolidación bajo σ_1 , es decir, el material se comportaría como puramente cohesivo. Por otra parte, si el suelo tiene facilidad para absorber agua y se deja transcurrir el tiempo para que esto suceda, después de haber removido P , la muestra se expandirá y gradualmente irá disipándose la tensión en el agua y por lo tanto el esfuerzo efectivo, hasta que, finalmente, el esfuerzo efectivo será prácticamente nulo y, por ende, la resistencia del material se habrá reducido prácticamente a cero.

Claro es que todos los razonamientos anteriores pueden aplicarse a estratos de arcilla depositados en

la naturaleza, cuya resistencia aumentará o disminuirá conforme se disipen con el tiempo las compresiones o tensiones originadas en el agua por las cargas.

De lo anterior se desprende la idea de que es en definitiva la fricción el único concepto de que hay que echar mano, en última instancia, para explicar la resistencia al esfuerzo cortante de todo tipo de suelos. Sin embargo, esta imagen peca quizá de simplista, pues en el caso de partículas de arcilla de forma laminar, en los contactos arista contra cara plana quizá se desarrollen nexos de unión suficientemente fuertes como para que haya de hablarse de una "verdadera cohesión". Empero, se considera que estos análisis quedan fuera del objetivo de este libro y que la fricción puede proporcionar un mecanismo de resistencia suficientemente claro para las aplicaciones de la Mecánica de Suelos a las vías terrestres, a condición de tomar cuidadosamente en cuenta las consideraciones que se han comentado en los anteriores párrafos. En la referencia 39 podrán ampliarse considerablemente las ideas ahora apenas insinuadas.

Para terminar estas ideas sobre los mecanismos de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos es preciso establecer el concepto de resistencia residual, que ocupa un lugar importante en los problemas de estabilidad de suelos ligados a las vías terrestres. Si se observa la Fig. I-17.a se verá que en los materiales de falla frágil la curva esfuerzo-deformación llega a una condición en que el suelo presenta grandes deformaciones para esfuerzo prácticamente constante; este efecto, en mayor o menor medida, se observa en todos los suelos (arenas o arcillas) que presenten una resistencia máxima, siendo más acusado en tanto la arcilla esté más preconsolidada o la arena más compacta, a pesar de ser perceptible en arcillas normalmente consolidadas y en arenas relativamente sueltas. Esta resistencia, denominada última o residual, fue estudiada para arcillas por Skempton (Ref. 40). En el caso de las arenas esta resistencia ocurre con una relación de vacíos independiente de la inicial, que se tenía antes del proceso de deformación por cortante, y la deformación tiene lugar a volumen constante. La influencia del acomodo de las partículas es mínima, aunque hay evidencia de que aun juega un cierto papel, a pesar de las grandes deformaciones que han tenido lugar. En las arcillas, la resistencia residual es independiente de la historia previa de esfuerzos, como lo demuestra el hecho de que tiene igual valor para suelos naturales y remoldeados. La caída de resistencia tras la máxima, se debe tanto a una ruptura progresiva de los nexos entre las partículas, como a su reorientación en arreglos en que las partículas se disponen con sus caras paralelas.

Los mecanismos de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos cohesivos parcialmente saturados (tan importantes para el ingeniero de las vías terrestres por el amplio uso que hace de los suelos compactados, que generalmente caen dentro de la anterior condición), envuelven los mismos conceptos que

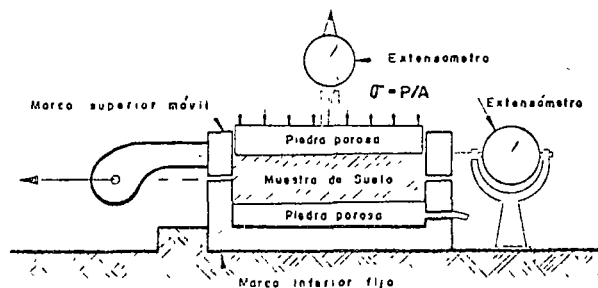


Figura I-46. Esquema del aparato de resistencia al esfuerzo cortante directo.

los de los suelos saturados. Sin embargo, al haber aire y agua en los vacíos del suelo, los mecanismos de generación de las presiones neutrales son mucho más complicados e involucran fenómenos de tensión capilar y presión de gases, que a su vez dependen del grado de saturación y del tamaño de los vacíos. Al nivel del conocimiento actual es prácticamente imposible determinar los esfuerzos efectivos que realmente actúan entre los granos del suelo.

C Pruebas para la determinación de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos

En la sección I-10 de este capítulo ya se presentaron someramente las principales pruebas de laboratorio hoy utilizadas para medir la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos. Se trata ahora de extender ligeramente este tema, complementándolo con una descripción general de los aparatos que se emplean, pues no se cree posible llegar a una comprensión justa de las conclusiones que se establecerán en los dos párrafos siguientes sin cumplir tal prerrequisito.

El aparato de corte directo responde a la idea más intuitiva para medir la resistencia de los suelos. En la Fig. I-46 aparece un esquema del dispositivo.

El aparato consta de dos marcos, uno fijo y otro móvil, que contienen a la muestra de suelo.

Dos piedras porosas, una superior y otra inferior, proporcionan drenaje libre a muestras saturadas, cuando se desee, y se substituyen simplemente por placas de confinamiento, al probar muestras secas.

La parte móvil tiene un aditamento al cual es posible aplicar una fuerza rasante, que provoca la falla del espécimen a lo largo de un plano que, por la construcción del aparato, resulta bien definido. Sobre la cara superior del conjunto se aplican cargas que proporcionan una presión normal en el plano de falla, σ , graduable a voluntad. La deformación se mide con extensómetro, tanto en dirección horizontal como vertical.

De acuerdo a como se fijan las condiciones de drenaje de la muestra, se tienen tres tipos de pruebas:

— Sin drenaje, en que no se permite el drenaje de la muestra ni en la etapa de aplicación del

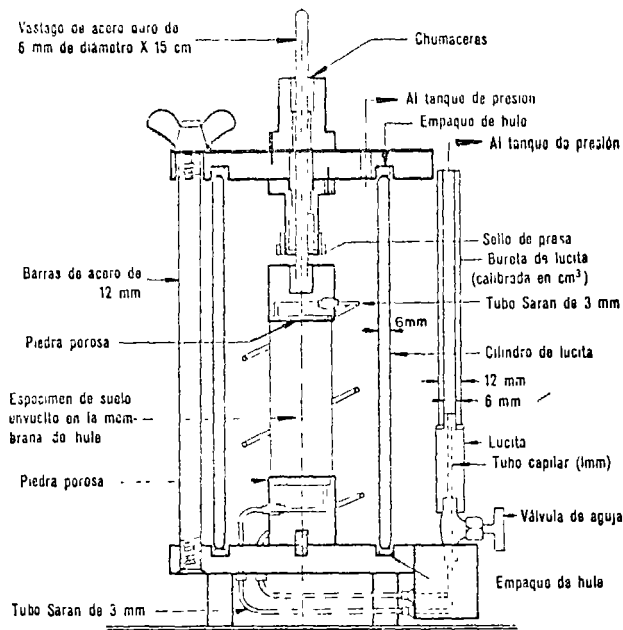


Figura I-47. Cámara de compresión triaxial

esfuerzo normal, ni en la aplicación del esfuerzo cortante.

- Con consolidación sin drenaje, en la que se permite a la muestra consolidarse durante la etapa de aplicación del esfuerzo normal vertical, hasta disipar toda presión intersticial, pero no se permite drenaje adicional durante la etapa de aplicación del esfuerzo cortante.
- Con drenaje, en la que se permite consolidación de la muestra en las dos etapas de la prueba, de manera que se disipan las presiones neutales tanto al aplicar el esfuerzo normal, como durante la aplicación del esfuerzo cortante

Las pruebas más comunes para determinar la resistencia de los suelos son, como ya se dijo, las triaxiales.

Las pruebas de compresión triaxial son más refinadas que las de corte directo y en la actualidad son, con mucho, las más usadas en cualquier laboratorio para determinar las características de esfuerzo-deformación y de resistencia de los suelos. Teóricamente son pruebas en que se podrían variar a voluntad las presiones actuantes en tres direcciones ortogonales sobre un espécimen de suelo, efectuando mediciones sobre sus características mecánicas en forma completa. En realidad y buscando sencillez en su realización, en las pruebas que hoy se efectúan, los esfuerzos en dos direcciones son iguales. Los especímenes son usualmente cilíndricos y están sometidos a presiones laterales de un líquido, por lo general agua, del cual se protegen con una membrana impermeable. Para lograr el debido confinamiento, la muestra se coloca en el interior de una cámara cilíndrica y hermética, de lucita, con bases metálicas (Fig. I-17). En las bases de la muestra se colocan

piedras porosas, cuya comunicación con una bureta exterior puede establecerse a voluntad con segmentos de tubo plástico (tubo sarán). El agua de la cámara puede adquirir cualquier presión deseada por la acción de un compresor comunicado con ella. La carga axial se transmite al espécimen por medio de un vástago que atraviesa la base superior de la cámara o con cables jalados a través de la base inferior.

La presión lateral que se ejerce con el agua que llena la cámara es sólo normal, por ser hidrostática, y produce, por lo tanto, esfuerzos principales sobre el espécimen (σ_1). En las bases de éste obra naturalmente también esta misma presión σ_1 , pero además en esas secciones actúa el efecto de la carga transmitida por el vástago desde el exterior, que ejerce una presión p sobre el espécimen; esta presión suele llamarse en Mecánica de Suelos "esfuerzo desviador"; en total, en dirección axial actúa una presión σ_1 , que también es principal y que vale

$$\sigma_1 = \sigma_1 + p$$

En un instante dado el estado de esfuerzos se considera uniforme en toda la muestra y puede analizarse recurriendo a las soluciones gráficas de Mohr, con σ_1 y σ_2 como esfuerzos principales mayor y menor, respectivamente. Debe observarse que en una cámara triaxial el suelo está sometido a un estado de esfuerzos tridimensional, que aparentemente debería tratarse con la solución general de Mohr, que envuelve el manejo de tres círculos diferentes; pero como en la prueba dos de los esfuerzos principales son iguales, el menor y el intermedio, en realidad los tres círculos devienen a uno solo y el tratamiento resulta simplificado, pudiéndose emplear las construcciones correspondientes al estado de esfuerzos planos.

Ya se vio que la resistencia al esfuerzo cortante, sobre todo en suelos "cohesivos", es variable y depende de diversos factores circunstanciales. Al tratar de reproducir en el laboratorio las condiciones a que el suelo estará sometido en la obra de que se trate, será necesario tomar en cuenta cada uno de los factores, tratando de reproducir las condiciones reales de este caso particular. En tal virtud, no es posible pensar en una prueba única que refleje todas las posibilidades de la naturaleza. Podría parecer que, en cada caso, debería montarse una prueba especial que lo representara fielmente, sin embargo, es obvio que esto no es práctico, dado el funcionamiento de un laboratorio común. Lo que se ha hecho es reproducir aquellas circunstancias más típicas e influyentes en algunas pruebas estandarizadas. Estas pruebas se refieren a comportamientos y circunstancias extremas, sus resultados han de adaptarse al caso real, generalmente intermedio, interpretándolos con un criterio sano y teniendo siempre presente las normas de la experiencia.

Los tipos de prueba de compresión triaxial que más comúnmente se realizan hoy en los laboratorios de Mecánica de Suelos son los que se describen brevemente a continuación:

Prueba lenta (símbolo L). Con drenaje.

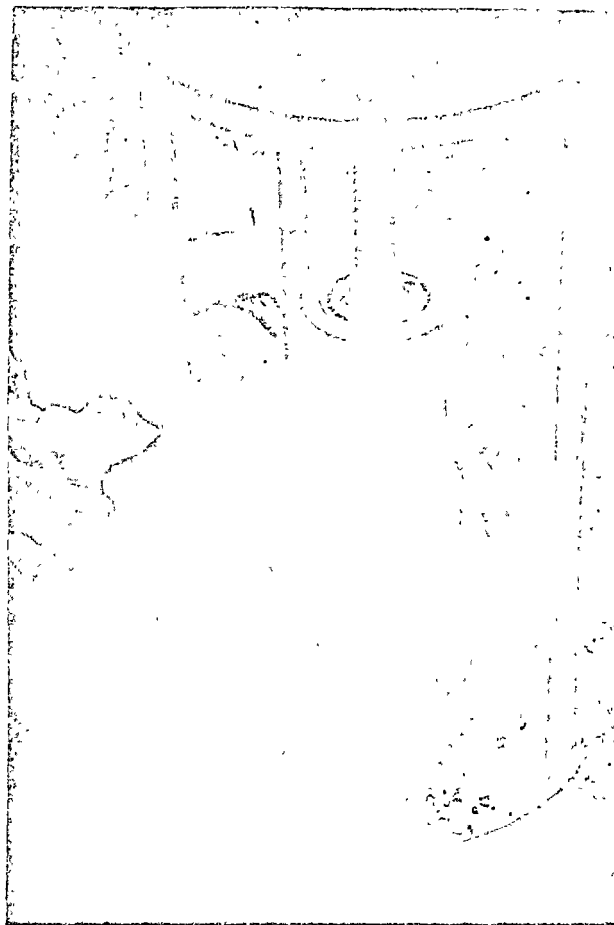
La característica fundamental de la prueba es que los esfuerzos aplicados al espécimen son efectivos. Primeramente se somete al suelo a una presión hidrostática (σ_3), teniendo abierta la válvula de comunicación con la bureta y dejando transcurrir el tiempo necesario para que haya completa consolidación bajo la presión actuante. Cuando el equilibrio estático interno se haya reestablecido, todas las fuerzas exteriores estarán actuando sobre la fase sólida del suelo, es decir, producen esfuerzos efectivos, en tanto que los esfuerzos neutrales en el agua corresponden a la condición hidrostática. A continuación la muestra es llevada a la falla aplicando la carga axial en pequeños incrementos, cada uno de los cuales se mantiene el tiempo necesario para que la presión en el agua, en exceso de la hidrostática, se reduzca a cero.

Prueba rápida-consolidada (símbolo R_c). Con consolidación. Sin drenaje.

En este tipo de prueba, el espécimen se consolida primeramente bajo la presión hidrostática σ_3 , como en la primera etapa de la prueba lenta; así el esfuerzo σ_3 llega a ser efectivo (σ_3), actuando sobre la fase sólida del suelo. En seguida, la muestra es llevada a la falla por un rápido incremento de la carga axial, de manera que no se permite cambio de volumen. El hecho esencial de este tipo de prueba es el no permitir ninguna consolidación adicional de aplicación de la carga axial durante el período de falla. Esto se logra fácilmente en una cámara de compresión triaxial cerrando la válvula de salida de las piedras porosas a la bureta; una vez hecho esto, el requisito es cumplido independientemente de la velocidad de aplicación de la carga axial; sin embargo, parece no existir duda de que esa velocidad influye en la resistencia del suelo, aun con drenaje totalmente restringido.

En la segunda etapa de una prueba rápida-consolidada podría pensarse que todo el esfuerzo desviador fuera tomado por el agua de los vacíos del suelo en forma de presión neutral; ello no ocurre así y se sabe que parte de esa presión axial es tomada por la fase sólida del suelo, sin que, hasta la fecha, se hayan dilucidado por completo ni la distribución de esfuerzos, ni las razones que la gobiernan. De hecho no hay en principio ninguna razón para que el esfuerzo desviador sea íntegramente tomado por el agua en forma de presión neutral; si la muestra estuviese lateralmente confinada, como en el caso de una prueba de consolidación, sí ocurriría esa distribución simple del esfuerzo desviador, pero en una prueba triaxial la muestra puede deformarse lateralmente y, por lo tanto, su estructura puede tomar esfuerzos cortantes desde un principio.

Prueba rápida (símbolo R). Sin drenaje



Labrado de una muestra para pruebas.

En este tipo de prueba no se permite consolidación de la muestra en ninguna etapa. La válvula de comunicación entre el espécimen y la bureta permanece siempre cerrada, impidiendo el drenaje. En primer lugar se aplica al espécimen una presión hidrostática y, de inmediato, se hace falla al suelo con la aplicación rápida de la carga axial. Los esfuerzos efectivos en esta prueba no se conocen bien, ni tampoco su distribución, en ningún momento, sea anterior o durante la aplicación de la carga axial.

Prueba de compresión simple (símbolo C_s).

Esta prueba no es realmente triaxial y no se clasifica como tal, pero en muchos aspectos se parece a una prueba rápida. Al principio de la prueba los esfuerzos exteriores son nulos, pero existen en la estructura del suelo esfuerzos efectivos no muy bien definidos, debidos a tensiones capilares en el agua intersticial.

Las pruebas triaxiales a que se ha hecho referencia, en las que el esfuerzo desviador se aplica por compresión del vástago, deben verse como las tradicionales históricamente hablando y como las de realización todavía más frecuente, pero en épocas más recientes se han desarrollado otras modalidades de prueba triaxial. En una de ellas, ya bastante usada,



Veleta de laboratorio.

el esfuerzo transmitido por el vástago es de tensión, disminuyendo así la presión axial actuante sobre la muestra durante la prueba; en otra, se varía la presión lateral, modificando la presión de cámara dada con el agua, pero manteniendo la presión axial constante, para lo cual será preciso realizar los ajustes correspondientes en la transmisión producida por el vástago. Finalmente, sobre todo en trabajos de investigación, se están efectuando pruebas en las que se hace variar tanto el esfuerzo axial como el lateral.

Actualmente las pruebas triaxiales se clasifican en dos grandes grupos, de acuerdo con lo anterior, de compresión y de extensión. En las primeras, la dimensión axial disminuye y en las segundas, aumenta.

Tanto las pruebas de compresión como de extensión pueden tener diversas modalidades de laboratorio. En efecto, la dimensión axial del espécimen se puede hacer, por ejemplo, disminuir, aumentando el esfuerzo axial, por aumento en la carga transmitida por el vástago o manteniendo constante el esfuerzo axial, pero haciendo disminuir el lateral dado por el agua o, finalmente, aumentando la presión axial y disminuyendo simultáneamente la lateral. La más común de las pruebas de este último tipo es aquella en que cada incremento de presión axial sobre la muestra es el doble del decremento de presión late-

ral, de modo que el promedio aritmético de los esfuerzos normales principales se mantiene constante.

Análogamente existen las variantes correspondientes para las pruebas de extensión.

En una prueba de compresión, la presión axial siempre es el esfuerzo principal mayor, σ_1 ; en una prueba de extensión, por el contrario, la presión axial siempre será el esfuerzo principal menor, σ_3 .

Se han desarrollado asimismo equipos triaxiales para aplicación de tres esfuerzos principales diferentes (Ref. 41) Existen además aparatos de deformación plana (Ref. 42 y 43) en los cuales se hacen variar las deformaciones axialmente y en un sentido lateral, permaneciendo fija la dimensión del espécimen en el otro sentido lateral.

Para la medición de las propiedades dinámicas de los suelos se ha desarrollado la prueba triaxial pulsante, en la cual se aplica σ_3 como en la prueba estándar, pero la σ_1 de manera cíclica.

La prueba de corte anular (Ref. 44) se realiza utilizando un aparato prácticamente idéntico al de la prueba directa con la diferencia de que el esfuerzo cortante se produce aplicando una torsión alrededor de un eje vertical y normal a la muestra; al no cambiar el área de la muestra, la prueba es muy apropiada para la determinación de la resistencia residual de los suelos.

En los aparatos de corte simple el espécimen se deforma también de un modo análogo a como se hace en un aparato de corte directo, pero de tal manera que en la deformación todas las secciones horizontales de la muestra permanecen invariables; existen principalmente dos, que se describen detalladamente en las referencias 45 y 46. Se admite que los aparatos de corte simple son más apropiados que los de corte directo para el estudio de las deformaciones de los suelos, por abarcar la zona deformada prácticamente a todo el espécimen, en lugar de una estrecha franja del mismo, lo que produce incertidumbres en el análisis de las deformaciones (Ref. 47). Los aparatos de corte simple a que se ha hecho referencia, producen estados de deformación plana, condición que se ha querido ver como representativa de la situación prevaleciente en muchos problemas reales.

La prueba de la veleta es una contribución relativamente moderna al estudio de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos. La prueba presenta, en principio, una ventaja considerable: la de realizarse directamente sobre los suelos *in situ*, es decir, no sobre muestras extraídas con mayor o menor grado de alterabilidad, sino sobre los materiales en el lugar en que se depositaron en la naturaleza. Sin embargo, la alteración de los suelos sometidos a la prueba dista de ser nula, pues la veleta ha de hincarse en el estrato en el cual van a realizarse las determinaciones y esta operación ejerce siempre influencia negativa. La prueba guarda cierta similitud, desde un punto de vista interpretativo de sus resultados, con la prueba directa de resistencia ya mencionada tantas veces y está afectada por algunas de sus limitaciones.

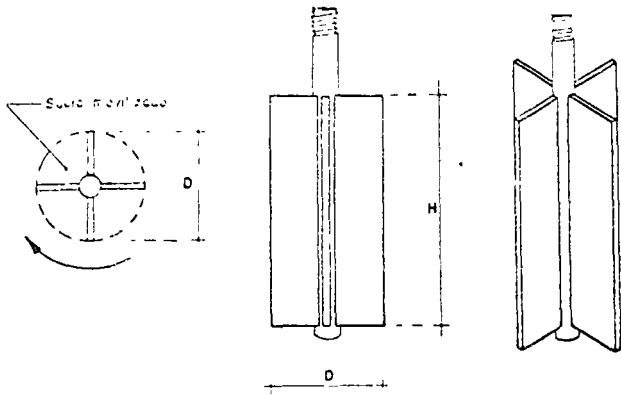


Figura I-48. Aparato de veleta para determinaciones de resistencia al esfuerzo cortante.

El aparato consta de un vástago, desmontable en piezas, a cuyo extremo inferior está ligada la veleta propiamente dicha, por lo general de cuatro aspas fijamente ligadas a un eje, que es prolongación del vástago (Fig. I-48). Para efectuar la prueba, una vez hincada la veleta a la profundidad deseada, se aplica gradualmente al vástago un momento en su extremo superior, en donde existe un mecanismo apropiado, que permite medirlo. Por lo general la operación de hincado se facilita perforando un pozo hasta una profundidad ligeramente menor al nivel en que la prueba haya de realizarse; la parte superior de la veleta ha de quedar suficientemente abajo del fondo del pozo. Al ir aplicando el momento, la veleta tiende a girar tratando de rebanar un cilindro de suelo.

Llamando s a la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, el momento máximo soportado por éste será medido por los momentos resistentes generados, tanto en las bases del cilindro, como en su área lateral. El momento resistente que se desarrolla en el área lateral será:

$$M_{R_l} = \pi D H \cdot s \frac{D}{2} = \frac{1}{2} \pi D^2 H s$$

y despreciando el efecto del vástago, el momento generado en cada base valdrá:

$$M_{R_b} = \frac{\pi D^2}{4} s \frac{2}{3} \frac{D}{2} = \frac{1}{12} \pi D^3 s$$

Nótese que, en la base, se toma el brazo de palanca de la fuerza resistente como $2/3 \cdot D/2$, lo que equivale a considerar elementos resistentes en forma de sector circular.

El momento resistente total, en el instante de falla incipiente, será igual al momento aplicado ($M_{m\acute{a}x}$):

$$M_{m\acute{a}x} = M_{R_l} + 2M_{R_b} = \frac{1}{2} \pi D^2 H s + \frac{1}{6} \pi D^3 s$$

y:

$$M_{m\acute{a}x} = \pi D^2 \left(\frac{H}{2} + \frac{D}{6} \right) s \quad (1-67)$$

De donde

$$s = \frac{M_{m\acute{a}x}}{\pi D^2 \left(\frac{H}{2} + \frac{D}{6} \right)} = \frac{M_{m\acute{a}x}}{C} \quad (1-68)$$

Obsérvese que el valor de C es una constante del aparato, calculable de una vez por todas. Es frecuente que $H = 2D$, con lo que

$$C = \frac{7}{6} \pi D^3 \quad (1-69)$$

Fácilmente se nota que el tipo de falla que produce la veleta es progresiva, con deformaciones máximas en el extremo de las aspas, y mínimas en los planos bisectores de dichas aspas, por lo que puede concluirse que la veleta sólo es aplicable a materiales de falla plástica, del tipo de arcillas blandas.

En las arenas, aun en las sueltas, la veleta al ser introducida modifica la compacidad de los mantos y, sobre todo, el estado de esfuerzos general de la masa, por todo lo cual los resultados que pudieran obtenerse son de interpretación difícil.

En las arcillas finamente estratificadas, en que capas delgadas de arcilla alternan con otras de arena fina que proporcionan fácil drenaje, los esfuerzos debidos a la rotación inducen consolidación en la arcilla, efecto que se hace notorio durante la prueba por el pequeño espesor de la estratificación; por ello se obtienen resistencias más altas que las reales.

Una veleta apropiada para medir resistencias altas ha sido operada por Marsal (Ref. 48). En la misma referencia se mencionan algunos equipos de prueba actualmente en desarrollo y uso para medida de la resistencia de los suelos en el lugar.

I-14 RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE LOS SUELOS GRANULARES

Según ya se vio en el párrafo anterior, los factores que afectan a la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos granulares pueden considerarse dentro de dos clases. La primera agrupa a los que afectan la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo dado, de los cuales los más importantes son la compacidad (a menudo referida a la relación de vacíos inicial o a la compacidad relativa inicial) y el esfuerzo de confinamiento (en la naturaleza o en la cámara triaxial), pero entre los que la velocidad de aplicación de la carga juega también un papel. La segunda clase de factores agrupa a aquéllos que hacen que la resistencia de un suelo granular sea diferente de la de otro suelo granular que tenga el mismo esfuerzo confinante y la misma compacidad.

Entre estos factores destacan el tamaño, la forma, la textura y la distribución granulométrica de las partículas, y su grado de sanidad y dureza, definiendo estas últimas condiciones el fenómeno de ruptura de granos, que afecta la resistencia de manera fundamental.

A continuación se analizarán algunas conclusiones que pueden considerarse de interés y que se desprenden de los resultados de pruebas de laboratorio y experiencias de campo en relación a la resistencia al esfuerzo cortante que pueden desarrollar los suelos granulares.

En primer lugar existe considerable acuerdo en que, en lo que a las aplicaciones prácticas se refiere, resulta lícito expresar la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos granulares por medio de una ecuación análoga a la 1-64, según la cual

$$s = \bar{\sigma} \tan \phi \quad (1-64)$$

en la que s representa la resistencia del suelo o, lo que es lo mismo, el máximo esfuerzo cortante que éste soporta sin falla (τ_{\max}).

En la figura 1-49 se muestran las envolventes de falla, obtenidas en pruebas triaxiales convencionales, realizadas a niveles de esfuerzos relativamente bajos para tres arenas, una suelta, otra compacta y una tercera, cementada. Se marcan los puntos correspondientes a cada prueba, que indican la combinación particular de esfuerzo normal y esfuerzo cortante máximo con que se produjo la falla en el punto. En el caso de la arena suelta, se observa que se define una envolvente de falla que es prácticamente una línea recta que pasa por el origen, lo que es lo mismo, el material satisface una ley del tipo de la ecuación 1-64 y el ángulo de fricción interna de la arena (ϕ_s) puede obtenerse precisamente del conjunto de pruebas.

En el caso de la arena compacta, los puntos resultantes definen en realidad una línea curva, no muy diferente de una recta que pase por el origen, con el ángulo de inclinación ϕ_c . Para fines prácticos es razonable asimilar la curva a una recta que cumpla con las condiciones de la ley (1-61) y en tal caso podría calcularse de las pruebas el ángulo ϕ_c (estado compacto), necesario para poder aplicar la ecuación (1-64) a los problemas de campo.

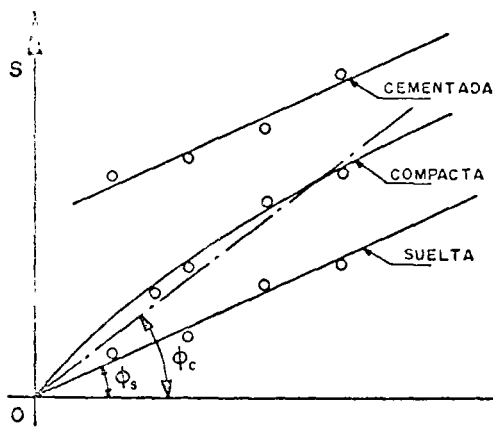


Figura 1-49. Líneas de resistencia para una arena en estado suelto, compacto y cementado.

En el caso de las arenas cementadas podrá tenerse una ley como las anteriores, según sean sueltas o compactas; la diferencia estriba en la resistencia que exhibirá la arena bajo presión normal exterior nula, por efecto de la cementación (ordenada en el origen), lo que hace que la resistencia en estas pruebas quede mejor expresada por una ley del tipo (1-66), pudiéndose calcular c y ϕ de las pruebas triaxiales efectuadas y teniendo en cuenta que c representa un efecto de cementación antes que cualquier clase de cohesión.

Las ideas anteriores permiten obtener expresiones manejables para la resistencia al esfuerzo cortante de las arenas, en forma aproximada y apropiada para niveles de esfuerzos relativamente bajos. Cuando éstos aumentan, el anterior panorama simplista se complica, según se discutirá más adelante.

Es evidente que es el efectivo el esfuerzo que debe tomarse en cuenta en la aplicación de las anteriores leyes de resistencia en arenas. Si la arena está saturada, podrán aparecer por carga exterior o por flujo presiones en el agua, u . En tal caso, si, como es frecuente en la práctica, la presión normal con que haya de entrarse en la fórmula 1-64 se calcula como esfuerzo total, es decir a partir del peso específico del suelo saturado, γ_m , que involucra el peso del suelo y del agua contenida, deberá escribirse la ecuación 1-64 en cualquiera de las dos formas.

$$s = \bar{\sigma} \tan \phi = (\sigma - u) \tan \phi \quad (1-70)$$

donde $\bar{\sigma}$ representa el esfuerzo efectivo y σ al total, según se han definido anteriormente. La experiencia de laboratorio ha demostrado que el valor de ϕ cambia relativamente poco entre la arena seca y la arena saturada; el verdadero cambio en la resistencia de la arena estriba en la aparición de la presión neutral intersticial u , que si es importante puede reducir la resistencia en forma substancial. Si la arena estuviera "seca", a la profundidad z dentro de la masa se tendría, para fines de resistencia, una presión normal.

$$\bar{\sigma} = \sigma = \gamma_s z$$

Si el nivel freático sube hasta la superficie de la arena, el valor γ_s aumenta al valor γ_m , que es mayor, pero si se desarrollan en el agua presiones neutrales de valor u , el esfuerzo disponible para la resistencia será:

$$\bar{\sigma} = (\sigma - u) = \gamma_m z - u$$

Si u es suficientemente grande, la resistencia puede reducirse a un valor despreciable. Puede verse entonces claramente la influencia del agua y de las presiones que pueda desarrollar en los problemas de estabilidad de tierras. Las fluctuaciones en el nivel freático o el flujo de agua a través de los suelos son causas comunes del desarrollo de presión neutral.

Si la presión neutral aumenta lo suficiente, la diferencia $\sigma - u$ puede llegar a ser cero, y la arena ha-

brá perdido toda su resistencia, pasando a comportarse como un fluido pesado. Esta condición está ligada no sólo a la causa que provoque u , como podría ser el flujo de agua, sino a características de la propia arena; en arenas finas y uniformes o en limos sin cohesión, la permeabilidad es relativamente baja y cualquier presión neutral que se desarrolle tendrá dificultades para disiparse, siendo estos suelos los que presentan más riesgo de disminuir o anular su resistencia por este concepto. Las arenas gruesas y las gravas pueden llegar a la condición de resistencia nula sólo si el flujo es suficientemente grande.

Cuando las arenas se deforman bajo esfuerzo cortante, su volumen cambia; si la arena está saturada, tal cambio debe ir acompañado de una nueva distribución del agua en los vacíos. Si la permeabilidad del suelo es alta o los cambios anteriores ocurren muy lentamente, sólo aparecerán presiones neutrales muy pequeñas sin mayor influencia en la resistencia; pero si los cambios son muy rápidos o la permeabilidad es relativamente baja se podrá llegar por efecto acumulativo a grandes presiones neutrales, quedando la resistencia muy afectada.

Los suelos compactos se expanden al deformarse, según ya se dijo, lo cual tiende a producir tensiones intersticiales, con valor límite igual a la máxima tensión capilar del suelo; este efecto produce un aumento temporal en la resistencia del suelo.

En las arenas sueltas, la deformación bajo cortante produce disminución de volumen y el agua genera presión neutral. El valor límite de u es ahora la presión de confinamiento del suelo (σ_3) y el mínimo esfuerzo efectivo a que puede llegarse es:

$$\bar{\sigma} = \sigma - u$$

Cuando la arena se deforma por cortante, las presiones neutrales se desarrollan al principio sólo en la zona de deformación; depende de la permeabilidad y de las condiciones de movimiento interno del agua el que la presión neutral se mantenga o se propague por la masa de arena. Este debilitamiento del suelo más allá de la zona inicialmente deformada transmite las condiciones de falla y contribuye a generar más presiones neutrales en el agua, de manera que puede tender a producirse un verdadero mecanismo de falla progresiva. A estos fenómenos están ligados muchos deslizamientos de tierra importantes.

Cargas relativamente pequeñas pueden generar condiciones de falla por desarrollo de presión neutral, en condiciones apropiadas, cuando la carga actúa repetidamente en forma más o menos cíclica. Cada aplicación de carga produce un incremento en la presión neutral; si las condiciones de granulometría y permeabilidad no permiten que ésta se disipe antes de la siguiente aplicación, se tendrán las condiciones propias para el desarrollo de una falla. Este es el caso que puede llegar a presentarse bajo una cimentación de una máquina que transmita vibraciones, también es el caso de explosiones y temblores de tierra durante o después de los cuales pue-

de presentarse el efecto de resistencia nula con desastrosas consecuencias (licuación).

La tensión capilar puede introducir diferencias en la resistencia al esfuerzo cortante de la arena, respecto al estado seco. En las arenas húmedas pueden desarrollarse meniscos entre los granos y generarse altos esfuerzos de tensión capilar en el agua, a los que corresponderán fuertes compresiones entre los granos, lo que equivale a un aumento de la presión efectiva y, por lo tanto, de la resistencia. Este es el efecto de cohesión aparente debida a la capilaridad, responsable de que muchos frentes de arena parcialmente saturada se mantengan prácticamente con talud vertical. Naturalmente este no es un efecto permanente, y si el ingeniero confía en él, se enfrentará a una falla casi segura cuando la arena pierda el agua por evaporación o cuando se sature por cualquier razón.

Como ya se dijo, la ley de resistencia al esfuerzo cortante de los suelos granulares puede aproximarse a una línea recta (ecuación 1-64) de un modo bastante razonable en la práctica, siempre y cuando los esfuerzos normales actuantes en el plano de falla y en el instante de la falla se mantengan a bajo nivel. No hay una frontera específica para definir alto o bajo nivel de esfuerzo; en la Ref. 49 Lambe y Whitman mencionan experimentos en que ese límite se definió entre valores que quizá puedan situarse entre 5 y 10 kg/cm², dependiendo mucho, como quedó establecido, de la compacidad del suelo granular. Cuando el nivel de esfuerzo normal en la superficie de falla se combina con la compacidad de manera que se tienen envolventes de resistencia más curvas (a un grado que la aproximación a la recta se haga con una falta de precisión que se considere indeseable), puede procederse de alguna de las tres maneras siguientes. En primer lugar puede trabajarse con la envolvente curva obtenida en las pruebas, lo que seguramente complica cualquier cálculo que haya de hacerse con base en tal envolvente. En segundo lugar, puede aproximarse a una línea recta solamente la parte de la envolvente curva comprendida entre los valores extremos de la presión normal en el plano de falla que se considere actuarán en el problema específico que se está analizando; esto llevará seguramente a la obtención de una ley de resistencia del tipo de la ecuación 1-66, pues la prolongación de la aproximación recta puede cortar al eje τ por arriba del origen; naturalmente que el valor de c así obtenido tiene poco que ver con el concepto de cohesión ya discutido y no debe verse más que como un parámetro de cálculo. En tercer lugar puede trabajarse con la ecuación 1-61, pero considerando en ella a ϕ variable y dependiente de la presión de confinamiento en la falla [$\phi = f(\sigma_3)$], si bien este método se considera poco cómodo para los cálculos prácticos.

Abandonando el examen del panorama general que hasta ahora se ha tratado, se concluirá este breve análisis sobre la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos fraccionantes, tal como se considera que puede encontrarse por experimentación de laborato-

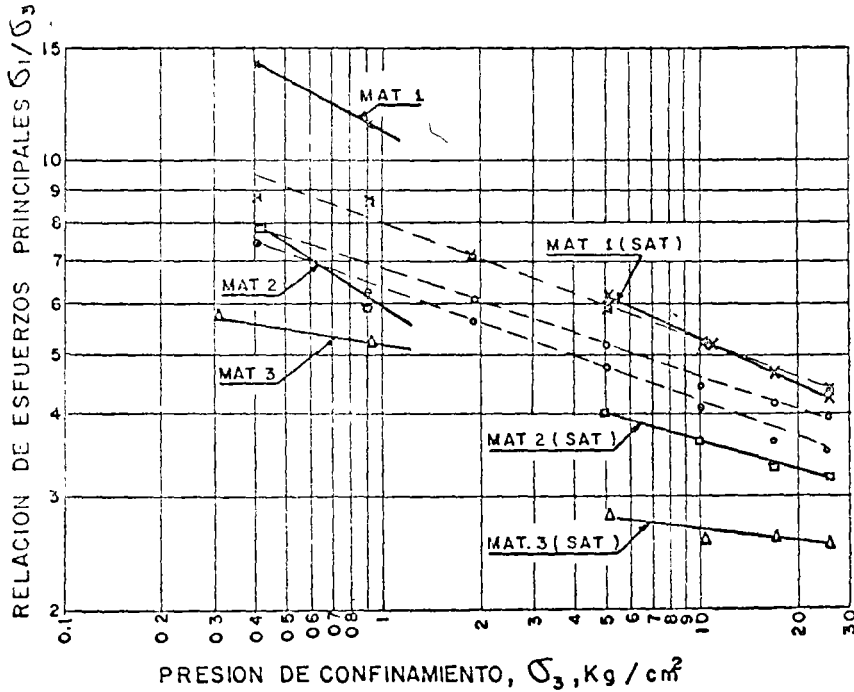


Figura I-50. Relación entre el cociente σ_1/σ_3 en la falla y σ_3 para tres materiales granulares (según Ref. 24).

rio, haciendo algunas consideraciones sobre la influencia en los resultados de las pruebas de algunos de los factores que influyen en dicha resistencia, los cuales han sido mencionados al principio de éste y en párrafos precedentes.

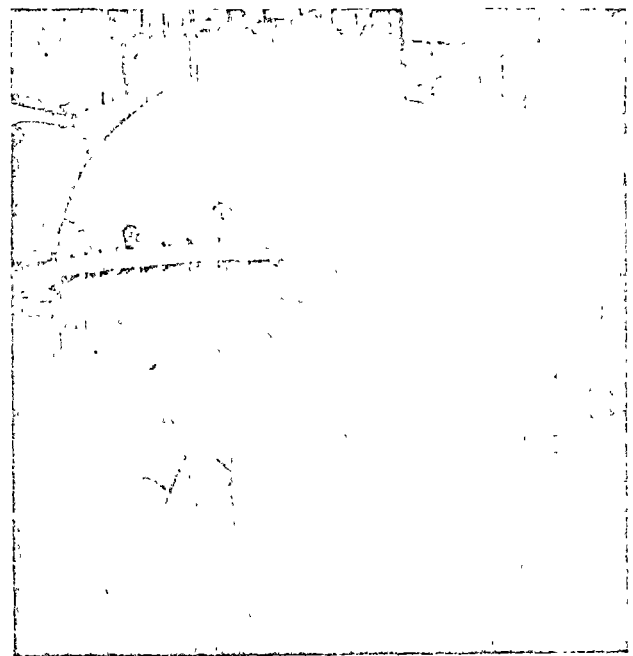
Se considerará en primer lugar el efecto del esfuerzo confinante σ_3 utilizado en la prueba. Ya se ha dicho que dicho esfuerzo es fundamental para definir la resistencia adicional que muestra el suelo granular por efecto de acomodación; cuando el esfuerzo confinante aumenta, la componente de resistencia por efecto de acomodación disminuye, a causa de que las partículas se alisan en los puntos de contacto e incluso se rompen. Esta tendencia se muestra claramente en la Fig. I-50, presentada por Marsal en la Ref. 24.

La figura presenta resultados para los tres materiales de enrocamiento ya mencionados en el párrafo I-11. Aparecen dos series de pruebas; a la izquierda, con presiones de confinamiento relativamente bajas (hasta 1 kg/cm²), las hechas en el aparato triaxial con muestras de 113 cm de diámetro y 250 cm de altura, y a la derecha, las realizadas en el aparato triaxial gigante, con presiones de confinamiento hasta de 25 kg/cm². En ambos casos es notable la tendencia señalada de disminución del efecto de acomodación con el aumento de σ_3 .

Las pruebas de la izquierda se hicieron sobre especímenes secos, en tanto que las de la derecha sobre especímenes saturados; el cambio de inclinación y tendencia de las líneas obtenidas indica el efecto de la saturación sobre la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos granulares (para ver esto, téngase en cuenta que la escala en que se ha dibujado σ_3 es logarítmica). La relación de vacíos inicial o la compacidad inicial influye decisivamente en la resistencia al esfuerzo cortante, siendo ésta ma-

yor a menor relación de vacíos o mayor compacidad relativa inicial. La Fig. I-51 (Ref. 19) ilustra esta tendencia para una arena particular. En la figura se muestra también el valor de ϕ_m , ángulo de fricción del material partícula-partícula en el sentido mecánico del término, el cual es naturalmente independiente de la compacidad inicial.

La relación de vacíos inicial de un suelo dado parece, en cambio, no tener influencia en el valor



Cámara triaxial empleada para estudiar suelos granulares, gruesos y gravosos.

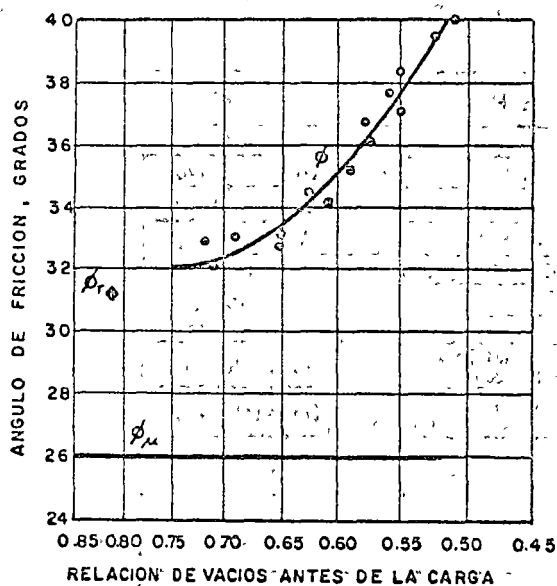


Figura I-51. Ángulo de fricción interna en función de la relación de vacíos inicial de una arena media a fina (según Ref. 49).

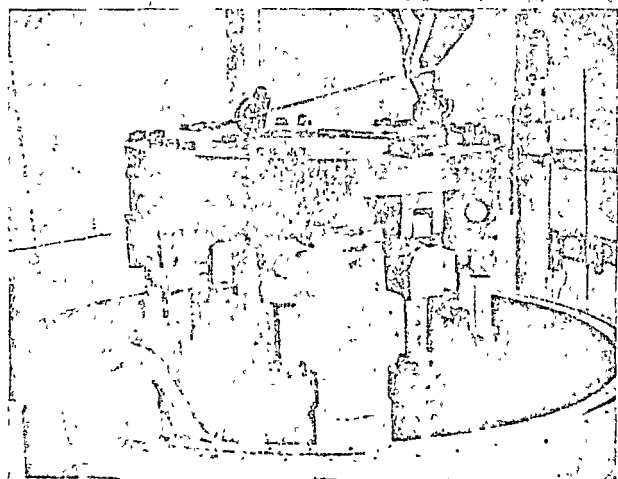
del ángulo de fricción correspondiente a la resistencia residual o última de dicho suelo, así como tampoco en la relación de vacíos con que se llegue a ese estado residual, en el cual el suelo se deforma a volumen constante y con esfuerzo desviador también constante. Este ángulo de resistencia residual es mayor que ϕ_{μ} y aparece señalado en la Fig. I-51 para la arena particular que en ella se trata.

En la Fig. I-52 (Ref. 49) se muestra la relación entre el ángulo de fricción interna, ϕ y la relación de vacíos inicial en varios suelos granulares.

Puesto que los valores de ϕ_{μ} que definen el efecto de fricción partícula contra partícula únicamente, varían relativamente poco entre partículas de diferentes tamaños de los distintos minerales que com-

ponen los suelos granulares reales, se sigue que las diferencias grandes que se observan en ϕ para una relación de vacíos inicial dada, han de deberse al efecto de acomodo de los granos.

La composición granulométrica del suelo granular afecta su ángulo de fricción interna de dos maneras. En primer lugar afecta la relación de vacíos que se alcanza con una energía de compactación dada, si se compacta el suelo; como es tan frecuente,



Cámara triaxial empleada para el estudio de gravas y fragmentos de roca (vista interior).

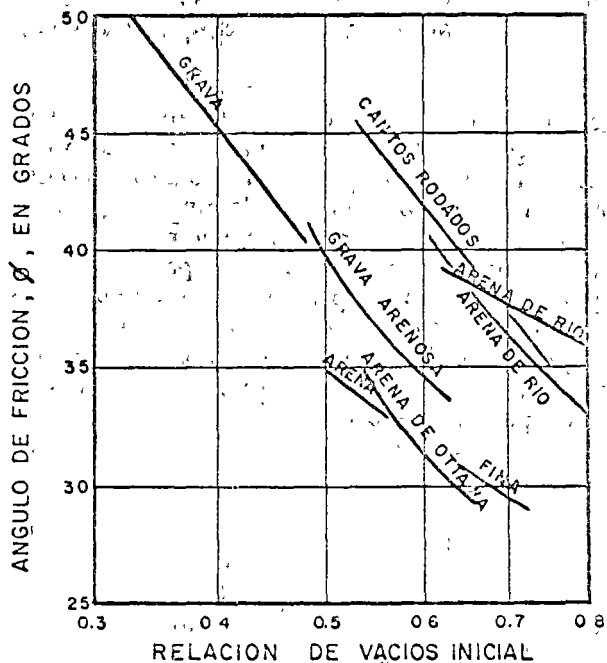


Figura I-52. Valores del ángulo ϕ vs relación de vacíos inicial en varios suelos granulares (según Ref. 49).

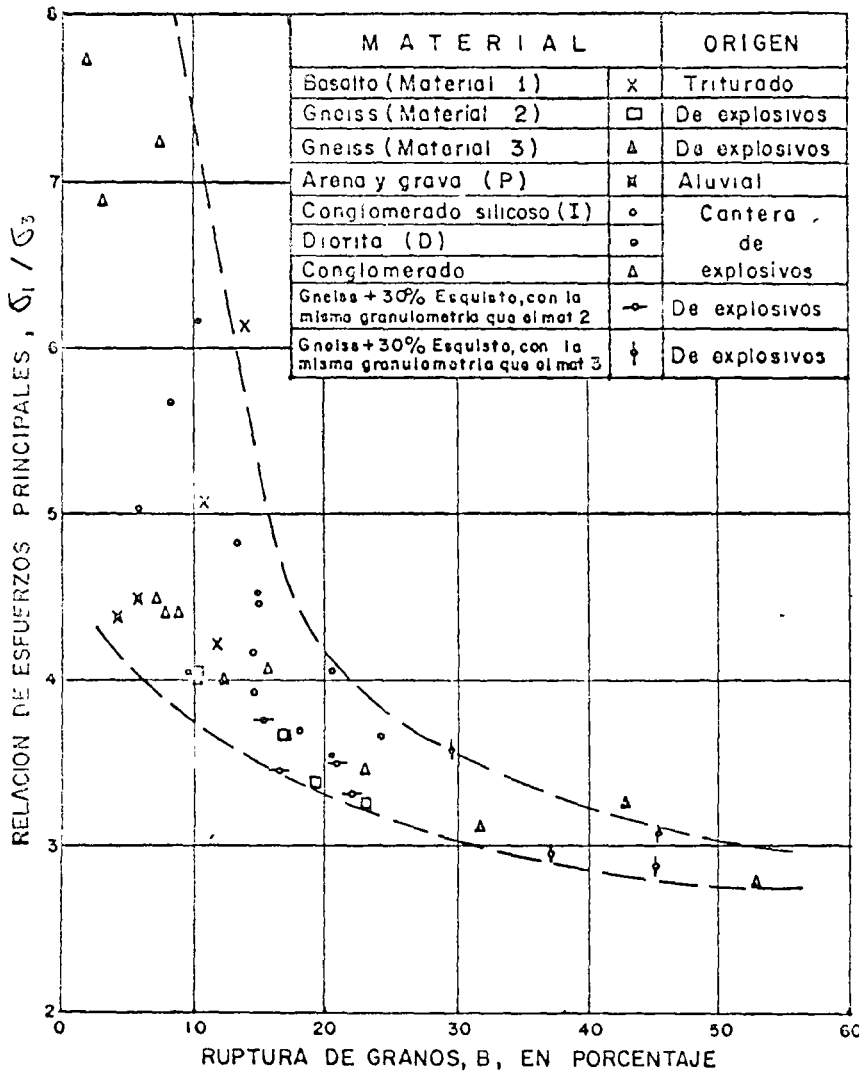


Figura I-53. Conclusión de la razón σ_1/σ_3 en la falla y la ruptura de los granos (según Ref. 24).

y segundo, afecta, según se ve en la Fig. I-52, al valor de ϕ que se alcanza con una relación de vacíos inicial dada. Para un problema práctico específico (por ejemplo, la construcción de un terraplén), el efecto de la composición granulométrica del suelo puede estudiarse haciendo series de pruebas triaxiales y determinando ϕ para varias granulometrías, compactando siempre la arena con la misma energía.

El procedimiento más común para determinar ϕ en el lugar es por medio de correlaciones con resultados de pruebas de penetración, razón por la cual el estudio de tales correlaciones es tan importante. Más adelante se insistirá sobre este importante aspecto.

Finalmente, parece conveniente puntualizar algo sobre la influencia ya tratada del fenómeno de la ruptura de granos en la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos granulares. A medida que el coeficiente B de ruptura aumenta, puede notarse una disminución de la resistencia en todos los materiales investigados por Marsal (Ref. 21). Al respecto son de interés los datos contenidos en la Fig. I-53. En esa figura puede verse también cómo al aumentar la

presión confinante, σ_3 , aumenta la ruptura de los granos.

Entre los fenómenos que afectan la ruptura, Marsal menciona la presión de confinamiento, la distribución granulométrica, el tamaño medio y la forma de las partículas, la relación de vacíos y, desde luego, la naturaleza y sanidad de los granos.

La razón por la que la ruptura ocurre en mayor grado al aumentar el esfuerzo de confinamiento, σ_3 , se cree que radica en las altas fuerzas que actúan en los puntos de contacto entre las partículas; éstas aumentan con el tamaño medio y con el coeficiente de uniformidad. Marsal (Ref. 50) ha comparado estas fuerzas intergranulares para una arena típica y un entocamiento, ambos bajo una presión de confinamiento de 1 kg/cm², y llegó a la conclusión de que son alrededor de dos millones de veces mayores en el entocamiento que en la arena común, lo cual explica muchas de las diferencias de comportamiento encontradas entre esos materiales en la práctica; este hecho señalado por Marsal no debe ser olvidado por ingenieros que trabajen con entocamientos, sea en lo relativo a resistencia o a compresibilidad.

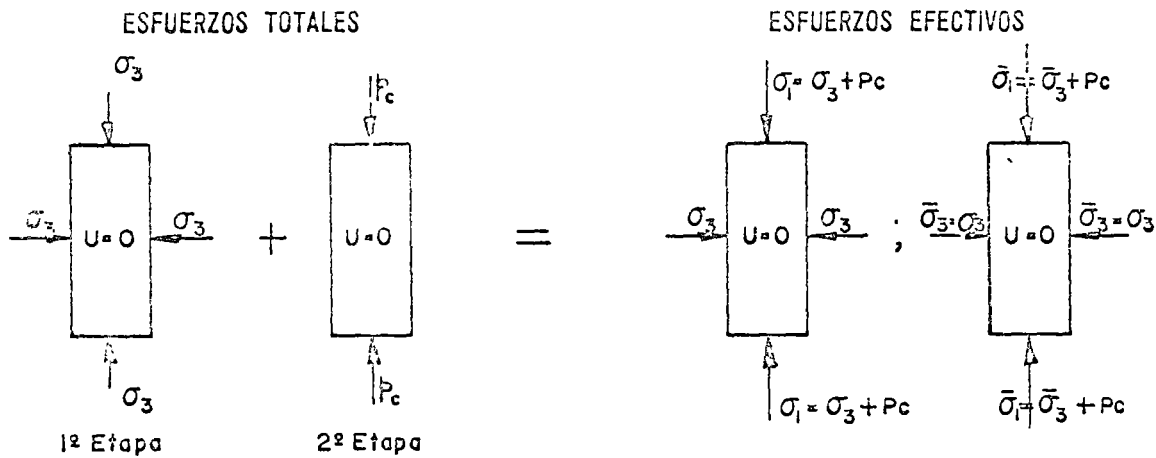


Figura I-54. Distribución de esfuerzos totales y efectivos en prueba de compresión triaxial lenta.

I-15 RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE LOS SUELOS COHESIVOS

A Suelos saturados

Se analizan a continuación las conclusiones básicas a que permiten llegar los resultados de las diferentes pruebas triaxiales en suelos saturados. Como ya se ha indicado en el párrafo I-13, cada prueba triaxial representa unas circunstancias específicas de trabajo, en lo referente a condiciones de consolidación y drenaje principalmente, antes que una división caprichosa o basada en la simple metodología de trabajo. A continuación se analizan los resultados de cada una de las pruebas por separado, con referencia al tipo más tradicional de prueba de compresión.

1. Prueba lenta.—Condición drenada. Como queda dicho, los esfuerzos actuantes sobre el espécimen en esta prueba son efectivos en toda etapa significativa de ella; esto se logra permitiendo el drenaje libre de la muestra y, por lo tanto, la completa consolidación del suelo bajo los distintos estados de esfuerzos a que se le somete. En la primera etapa, el espécimen queda sometido a presión de agua (σ_3) actuante en todas direcciones, y en la segunda etapa se le lleva a la falla con incrementos de carga axial p (esfuerzo desviador). En la figura I-54 (Ref. 47) se muestra esquemáticamente la distribución de esfuerzos totales y efectivos en la prueba.

En esta prueba no hay cambios en los esfuerzos neutrales y cualquier aumento en el esfuerzo total produce el correspondiente aumento en el esfuerzo efectivo. Durante ella el suelo se consolida, disminuyendo su relación de vacíos y su contenido de agua. Aunque el mecanismo de esta consolidación es esencialmente el mismo descrito al tratar de compresibilidad de suelos cohesivos, la curva de compresibilidad es ahora diferente, por ser distinto el campo de los esfuerzos actuantes. El efecto del anillo de confinamiento que se tiene en la prueba de consolidación convencional impone la condición de que las defor-

maciones en las dos direcciones horizontales son nulas ($\epsilon_2 = \epsilon_3 = 0$) y de que los esfuerzos principales en tales direcciones son iguales entre sí e iguales a una fracción, K , del esfuerzo normal principal vertical, σ_1 ($\sigma_2 = \sigma_3 = K\sigma_1$). Así, si se hiciesen sucesivas pruebas de consolidación convencional para cargas verticales crecientes, se obtendrían los círculos de Mohr que se muestran en la figura I-55 (Ref. 51).

Se denomina trayectoria de los esfuerzos actuantes sobre un cierto plano particular al lugar geométrico de un punto de los sucesivos círculos de Mohr, obtenidos al hacer un conjunto de pruebas, que representa a la combinación de esfuerzos normales y cortantes actuantes en cada prueba sobre dicho plano. En la Fig. I-55 se dibujó la trayectoria de esfuerzos para tres pruebas sucesivas de consolidación unidimensional escogiendo como plano de interés aquel en que se presenta el esfuerzo cortante máximo (línea 1-2-3). Puede verse que la trayectoria de esfuerzo es una recta.

En la prueba lenta, las cosas son diferentes a la prueba de consolidación unidimensional convencional, en el sentido siguiente: La consolidación del espécimen durante la primera etapa suele ser isotrópica ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$). Después de la consolidación en la primera etapa, se aumenta el esfuerzo desviador,

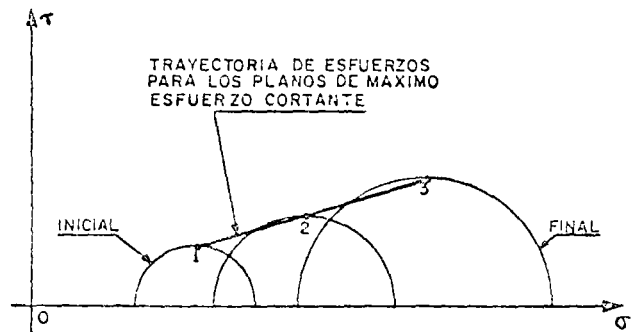


Figura I-55. Círculos de Mohr y trayectoria de esfuerzos en la prueba de consolidación unidimensional.

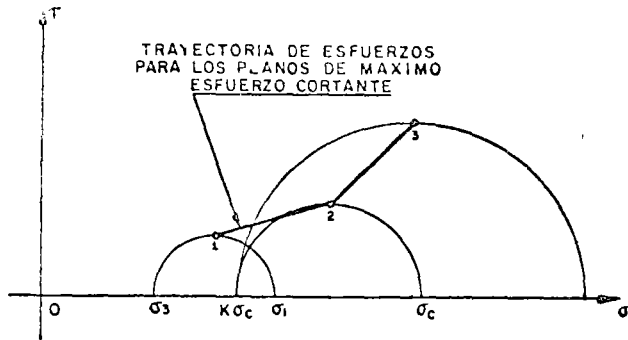


Figura I-56. Trayectoria de esfuerzos en una prueba drenada.

manteniendo constante el esfuerzo lateral, σ_3 , dado por el agua. En la Fig. I-56 (Ref. 51) se muestra una trayectoria típica de esfuerzo en el plano de corte máximo (para tener datos comparables a los de la Fig. I-55).

Las pruebas de la Fig. I-56 se hicieron aplicando al espécimen un esfuerzo σ_3 con agua y un esfuerzo normal σ_1 , mayor que σ_3 , lo que equivale a producir en la primera etapa una consolidación anisótropa ($\sigma_1 > \sigma_3 = \sigma_3$), lo cual también es práctica común en los laboratorios. A continuación se aplicó al espécimen un esfuerzo desviador σ_c , igual a la carga de preconsolidación del suelo, variando la presión de la cámara a un valor $K\sigma_c$ y permitiendo la consolidación del espécimen bajo esos esfuerzos; así se obtuvo el estado de esfuerzos efectivos representado por el círculo 2. En seguida y ya sin variar el esfuerzo de cámara $\sigma_3 = K\sigma_c$, se pasó a la segunda etapa de la prueba, aplicando al suelo un esfuerzo vertical, por el vástago, σ , para obtener el círculo 3.

La trayectoria de esfuerzos para el plano de corte máximo es ahora 1-2-3, diferente de la mostrada en la Fig. I-55 para el caso de la prueba de consolidación, lo cual es lógico si se piensa que en aquel caso existe un rígido confinamiento lateral, que no se tiene en el caso de la prueba triaxial.

Cada día se hace un uso más extenso de los resultados de la consolidación triaxial, que suelen expresarse en gráficas esfuerzo vertical-deformación vertical (o asentamiento).

En general, existe la tendencia a pensar que los resultados de la consolidación triaxial pueden ser más apropiados para describir el asentamiento de estratos gruesos de arcillas o limos plásticos, pero todavía está muy extendido el uso de la consolidación convencional para definir la compresibilidad de todo tipo de suelos cohesivos.

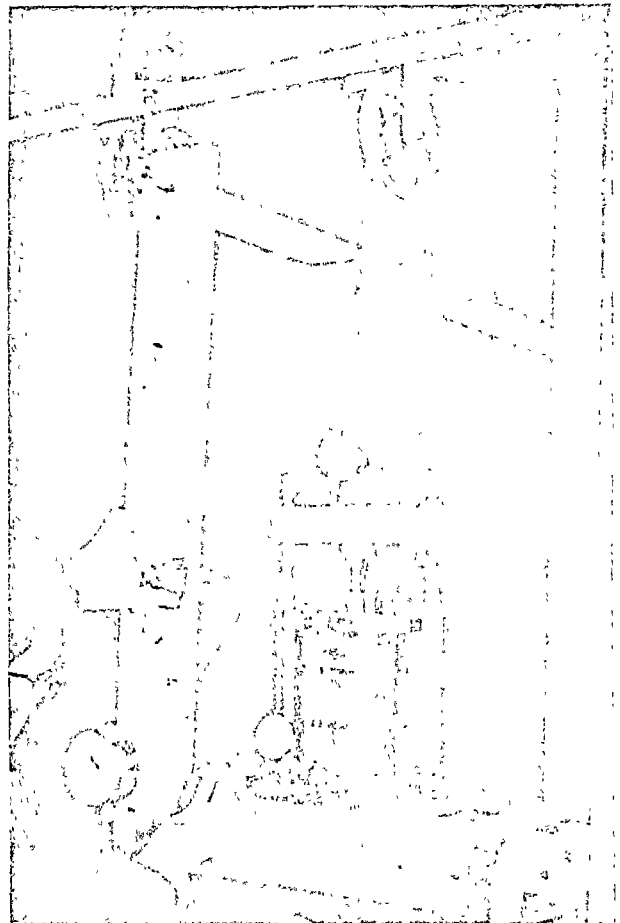
Como un resultado de la consolidación triaxial, durante una prueba lenta (drenada) se reducen en la muestra tanto el espaciamiento entre las partículas, como el contenido de agua, por tal motivo se hacen más fuertes los nexos entre las partículas, en forma proporcional al esfuerzo confinante y, por ello, la resistencia aumenta proporcionalmente al esfuerzo confinante efectivo; a esta situación corresponde una envolvente de resistencia, obtenida en una secuela de



Cámaras triaxiales.

varias pruebas, con esfuerzos crecientes, que sea una línea recta que pase por el origen (Fig. I-57).

El ángulo ϕ se denomina ángulo de resistencia o de fricción interna del suelo cohesivo y suele variar entre 20° y 30° . Los valores más altos suelen estar asociados a arcillas con valores de índice de plasticidad entre 5 y 10 y los más bajos a índices mayores de 50 ó 100, lo que verifica el efecto de la repulsión



Banco con cámara triaxial y aparato medidor de presión de pozo.

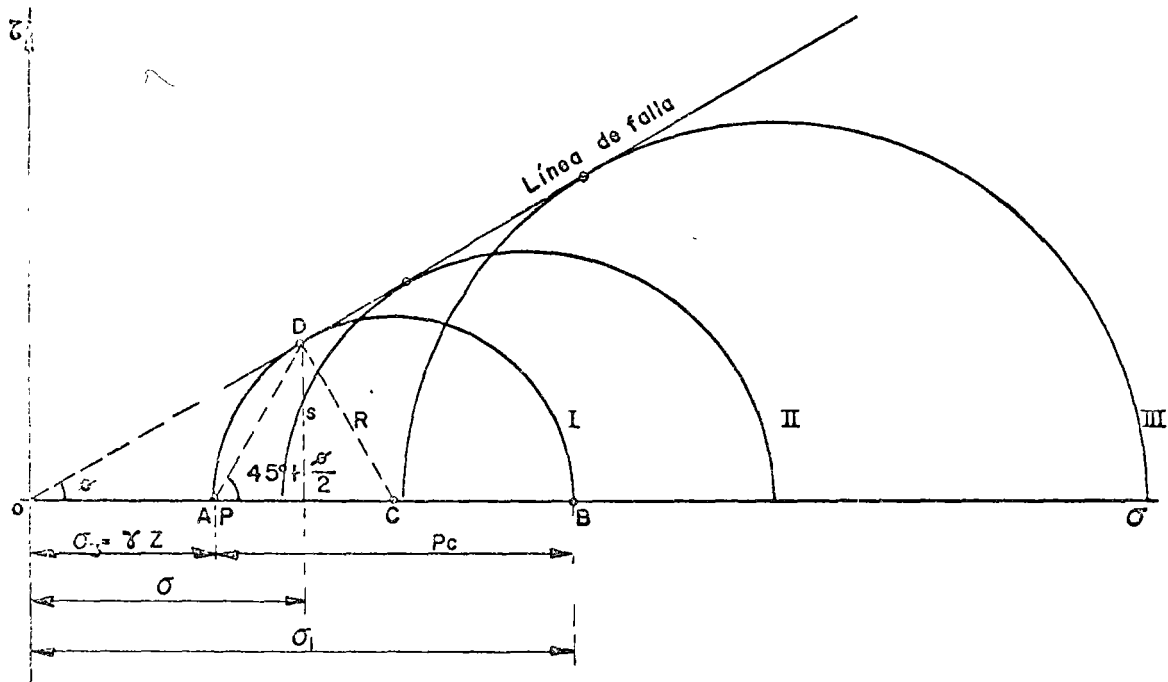


Figura I-57. Línea de falla de arcillas saturadas y normalmente consolidadas en prueba lenta.

entre partículas y del agua adsorbida sobre los nexos entre los cristales, pues a altos índices de plasticidad se tienen las condiciones más desfavorables en tales conceptos.

Cuando una arcilla se carga en la cámara triaxial con esfuerzos menores que su carga de preconsolidación ($\sigma_1 < \sigma_c$), aun cuando pueda haber tendencia a la expansión con absorción de agua, sus partículas no vuelven a su espaciamiento original y la relación de vacíos no alcanza tampoco el valor original, anterior a la consolidación bajo σ_c . Por lo anterior, las fuerzas atractivas entre las partículas no se reducen tanto como podrían hacerlo y, en consecuencia, la resistencia a esfuerzos menores que la carga de preconsolidación ya no es proporcional al esfuerzo efectivo de confinamiento, sino algo mayor, esto hace que la envolvente de resistencia (Fig. I-57) se aparte de la recta y se desarrolle sobre ella para valores del esfuerzo aplicado menores que σ_c . Naturalmente que ese tramo no recto de la envolvente representa el comportamiento en cuanto a resistencia en prueba drenada. De esta manera, la resistencia de una arcilla en prueba drenada puede representarse por la expresión

$$s = \bar{\sigma} \tan \phi \quad (1-61)$$

para valores de la carga arriba de la carga de preconsolidación (condición de suelo normalmente consolidado), y por la expresión

$$s = c + \bar{\sigma} \tan \phi_A \quad (1-66)$$

para valores de la carga menores que la carga de preconsolidación (condición de suelo preconsolida-

do). Naturalmente que en este último caso c y ϕ_A habrán de obtenerse haciendo una aproximación a una línea recta en la envolvente curva, por lo que no puede considerarse que signifiquen más que parámetros de cálculo sin un significado teórico preciso.

La resistencia drenada de un suelo cohesivo, tal como se obtiene en una prueba lenta, representa la resistencia que el suelo desarrollará cuando quede sometido a cambios de esfuerzos, de manera que el suelo llegue a consolidarse por completo bajo los nuevos; esto implica las condiciones de drenaje apropiadas y el transcurso del tiempo suficiente. Representa la resistencia que se alcanzará en un caso real a largo plazo en condiciones ordinarias en que no existe un impedimento especial a la consolidación del suelo bajo los esfuerzos que se le apliquen. La resistencia drenada también debe usarse en la resolución de los problemas prácticos que se haga con el método de los esfuerzos efectivos, el cual se describe con detalle más adelante y en el que se determinan las condiciones de falla a partir de los esfuerzos totales y de la presión neutral, es particularmente útil en los problemas en que ocurran cambios complicados en las condiciones de carga y en los movimientos del agua en el subsuelo.

2. Prueba rápida consolidada (Condición con consolidación y sin drenaje)

En esta prueba se establece más marcadamente que en la lenta la distinción entre la primera etapa, con consolidación bajo los esfuerzos aplicados usualmente en condición hidrostática ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$), pero a veces en alguna condición anisótropa, y la segunda etapa, de falla, en la que se carga al espécimen con un esfuerzo desviador aplicado sin permitir

drenaje y, por lo tanto, con consolidación adicional. A medida que se aplica el esfuerzo desviador se va desarrollando presión neutral en el agua intersticial, por lo que durante toda la segunda etapa de la prueba los esfuerzos efectivos ya no serán iguales a los totales, sino que se verán disminuidos vertical y lateralmente por el valor de dicha presión neutral.

En la figura I-58 se muestra la distribución de los esfuerzos totales y efectivos en esta prueba.

El esfuerzo principal total mayor en la falla es $\sigma_1 = \sigma_3 + p'_c$ y el total menor es σ_3 . Es fundamental para la comprensión de la prueba el valor que alcance la presión neutral, u , que se desarrolle en la etapa de carga axial. En arcillas normalmente consolidadas, el valor de u depende sobre todo de la sensibilidad de la estructura; es decir, de la facilidad con que ésta se degrada con la deformación bajo constante. Si el suelo se comportara de un modo perfectamente elástico se tendría

$$u = \frac{p'_c}{3}$$

según se hace ver en la Ref. 47. En realidad existen en el suelo efectos plásticos que apartan su comportamiento del puramente elástico; las pérdidas de estructuración hacen que dicha estructura transmita al agua lo que ella deja de tomar como presión efectiva. En suelos de sensibilidad baja y media se han medido en la falla presiones neutrales comprendidas

entre $\frac{p'_c}{2}$ y p'_c al finalizar la etapa de carga de una prueba rápida consolidada, en tanto que en suelos altamente sensibles se puede llegar a $1.5 p'_c$. A primera vista pudiera parecer paradójico obtener $u > p'_c$; es decir, que en la segunda etapa de la prueba el agua desarrolle en la falla presiones mayores que el esfuerzo vertical total aplicado, pero la paradoja se desvanece al tomar en cuenta la desintegración parcial de la estructura sólida por la deformación que

tiene lugar en arcillas muy sensibles y que afecta incluso su capacidad de resistir las presiones hidráulicas en la cámara, correspondientes a la primera etapa de la prueba (que son efectivas en la segunda); así, el agua no sólo ha de tomar todo el esfuerzo desviador, sino que se ve obligada a cooperar para resistir la presión hidrostática.

Una ecuación general para representar la presión neutral es:

$$\Delta u = A (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) \quad (1-71)$$

En esta relación A es un coeficiente de presión de poro que describe el efecto del cambio de la diferencia entre los esfuerzos principales (Refs. 47, 52 y 53). Para muchas arcillas saturadas no consolidadas A vale aproximadamente 1. Para arcillas fuertemente sobreconsolidadas o mezclas compactas de arena y arcilla, el aumento de esfuerzo cortante descrito por la diferencia $\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3$, produce un aumento de volumen similar al que ocurre en las arenas compactas cuando se deforman en cortante. Para tales suelos $A < 0$. En las arcillas ligeramente sobreconsolidadas A varía de 0.25 a 0.75. En las arcillas sensibles, como se vio, A podrá tener valores mayores que 1. En cada caso, el valor correcto de A habrá de ser determinado en pruebas en que se mida la presión neutral en el instante de la falla incipiente.

Si se hacen varias pruebas rápidas-consolidadas con esfuerzos crecientes a varios especímenes de un mismo suelo, será posible dibujar círculos de Mohr en un diagrama $\tau - \sigma$ y obtener la envolvente de resistencia del suelo. Esto puede hacerse ahora de dos maneras: una inmediata, a partir de los esfuerzos totales, que el operador conoce en todo momento de la prueba y en la falla en particular, y otra a partir de los esfuerzos efectivos, para trazar la cual será preciso conocer la presión neutral, cuando menos en el instante de la falla incipiente. Esto puede hacerse hoy con bastante facilidad, pues u se puede estimar por métodos teóricos (Ref. 17), o en pruebas en que

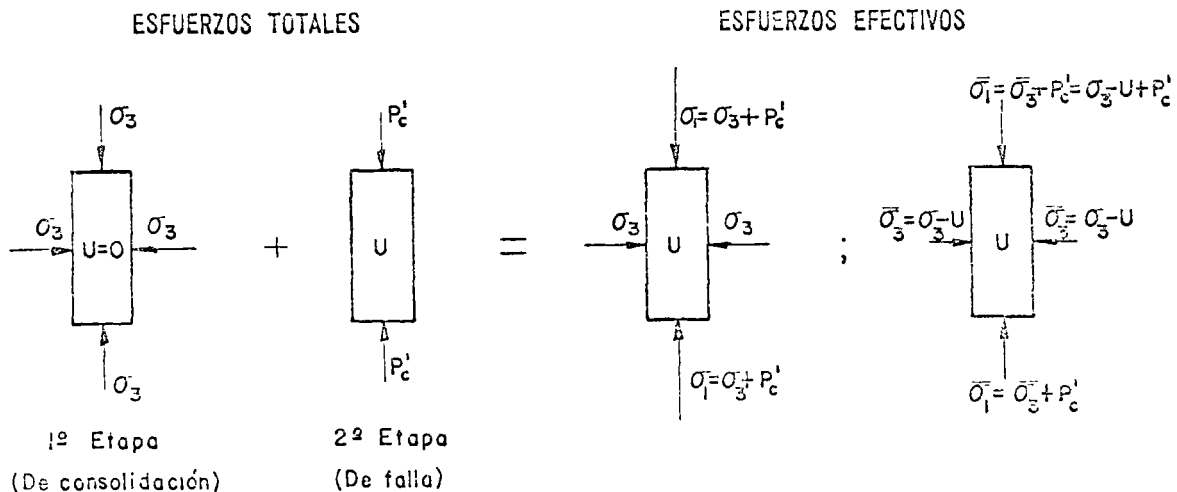


Figura I-58. Distribución de esfuerzos totales y efectivos en prueba de compresión triaxial rápida consolidada.

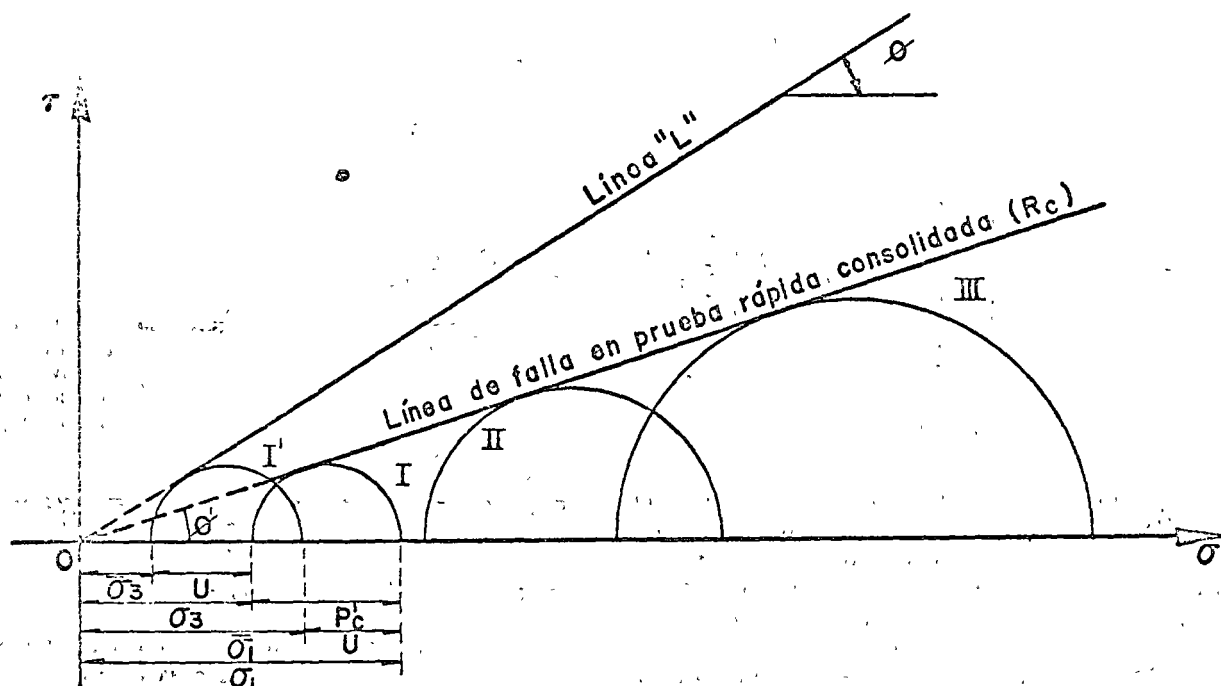


Figura I-59. Línea de falla en prueba rápida consolidada, en suelos saturados y normalmente consolidados.

se mide la presión neutral directamente en la cámara triaxial (Ref. 52). La Fig. I-59 muestra las envolventes obtenidas en ambos casos. Razonando igual que en el caso de la prueba drenada, puede comprenderse la razón por la que las envolventes son rectas por arriba de la carga de preconsolidación, σ_c , y abajo de la cual, el suelo exhibe una resistencia algo mayor que la correspondiente a la envolvente recta.

Al efectuar pruebas con medición de presión neutral, puede concluirse que es bastante correcto suponer que los círculos de esfuerzos efectivos son tangentes a la línea de falla obtenida en pruebas drenadas.

Si para el trabajo se adopta el criterio de los esfuerzos totales, la ley de resistencia del suelo arriba de la carga de preconsolidación puede ponerse como

$$s = \sigma \tan \phi_u \quad (1-63)$$

y ϕ_u recibe el nombre de ángulo aparente o de resistencia no drenada del suelo; es en rigor sólo un parámetro de cálculo, cuyo verdadero significado teórico es, por lo menos, muy difícil de establecer.

En términos de esfuerzos efectivos, la resistencia para el intervalo normalmente consolidado puede establecerse en la prueba rápida-consolidada por la expresión

$$s = (\sigma - u) \tan \phi = \bar{\sigma} \tan \phi \quad (1-64)$$

también del tipo de la ecuación (1-64), usando el ángulo de resistencia, ϕ , obtenido de la envolvente de esfuerzos efectivos, tal como se obtendría con pruebas lentas.

El ángulo ϕ_u suele ser del orden de $\phi/2$.

La prueba rápida-consolidada representa las condiciones de un suelo que primeramente se consolida

bajo el peso de una estructura y que después queda sometido a un rápido incremento de esfuerzos por la construcción de una estructura que pueda añadirse o por la acción de una carga viva accidental. Suele emplearse para representar las condiciones de cimentaciones de terraplenes en que la construcción dura más que el tiempo requerido por el suelo para alcanzar una consolidación significativa.

3. Prueba rápida.—Condición no drenada.

En esta prueba tanto el esfuerzo de confinamiento, dado con la presión del agua en la cámara, como el esfuerzo desviador, se aplican de manera que no se permite ninguna consolidación del espécimen; esto se logra cerrando la válvula de salida de la cámara hacia la bureta y/o aplicando los esfuerzos con rapidez suficiente. La relación de vacíos de la muestra y su contenido de agua permanecen en principio invariables y se desarrollan presiones neutrales en el interior del espécimen.

Si la muestra proviene de la profundidad z y γ es su peso específico, representa un suelo que estaba consolidado a la presión γz . Si se somete la muestra a esa presión dentro de la cámara en la primera etapa de la prueba, teóricamente la estructura sólida del suelo tomará toda la carga y el agua de la muestra pasará a un estado de presión nula a partir de la tensión que hubiera desarrollado al ser extraído el espécimen de su lugar natural. Por otra parte, si la presión que se ejerce con el agua es más grande que la que el suelo tenía en la naturaleza, todo el exceso lo tomará en teoría el agua contenida en la muestra, sin que se modifique el grado de consolidación del espécimen ni la magnitud de los esfuerzos efectivos, y ello sin que cambie la relación de vacíos,

ESFUERZOS TOTALES

ESFUERZOS EFECTIVOS

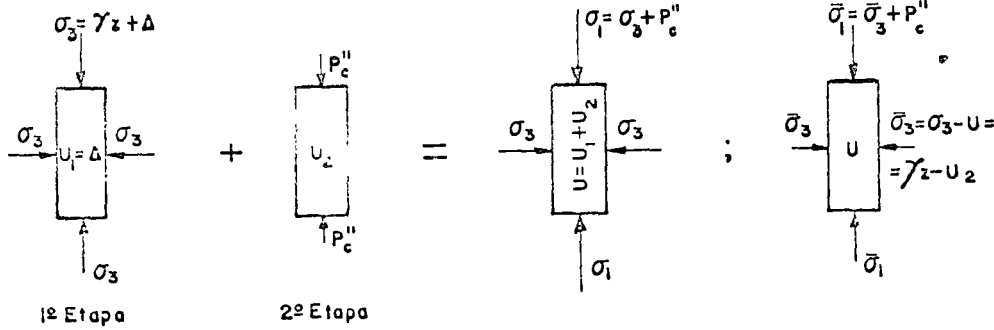


Figura I-60. Distribución de esfuerzos totales y efectivos en prueba de compresión triaxial rápida.

el espaciamiento entre las partículas o la resistencia del suelo, sea cual sea el valor de la presión aplicada en la cámara. Consecuentemente, al no variar los esfuerzos efectivos, la resistencia mostrada por el suelo (p_c'') es constante, cualquiera que sea la presión del agua en la etapa inicial, esto se traduce en el hecho de que todos los círculos de Mohr correspondientes a esfuerzos totales sean iguales, siendo una línea horizontal la envolvente de resistencia correspondiente a dichos esfuerzos totales. En la Fig. I-60 se muestra la distribución de esfuerzos en el interior del espécimen durante la prueba rápida.

En la primera etapa se supone que la presión hidrostática en la cámara es la γz que el suelo tenía en la naturaleza, más un cierto valor arbitrario, Δ . Consecuentemente, se desarrollará en el agua de la muestra una presión neutral $u_1 = \Delta$. En la segunda etapa se aplica el esfuerzo desviador, p_c'' , con el vástago de la cámara, y al final de ella se habrá desarrollado en el agua una presión neutral adicional, u_2 .

Al sumar las dos etapas se tiene una presión neutral total $u = u_1 + u_2$. Los esfuerzos efectivos serán los totales menos dicho valor de u .

$$\bar{\sigma}_1 = \sigma_1 - u = \sigma_3 - (u_1 + u_2) = (\gamma z + \Delta) - (\Delta + u_2) = \gamma z - u_2$$

$$\bar{\sigma}_3 = \sigma_3 + p_c'' = \gamma z - u_2 + p_c''$$

Es de importancia hacer notar que, como se dijo, el valor de los esfuerzos efectivos resulta ser independiente de Δ , de manera que todos los círculos de esfuerzos totales, obtenidos mediante una serie de pruebas con esfuerzos totales crecientes, tienen un solo y mismo círculo de esfuerzos efectivos correspondientes, por lo que todos los círculos de esfuerzos totales deben ser iguales entre sí y la envolvente de resistencia de esfuerzos totales debe ser una línea horizontal, tal como ya se había establecido. En la Fig I-61 se muestra tal envolvente de resistencia, relacionándola con las correspondientes a prueba lenta y rápida consolidada.

Puede verse que la ordenada al origen de la línea de falla se asemeja mucho a la resistencia del esfuerzo cortante del suelo en su condición original, consolidado bajo la carga de suelo suprayacente. Esta ordenada en el origen se denomina la cohesión del

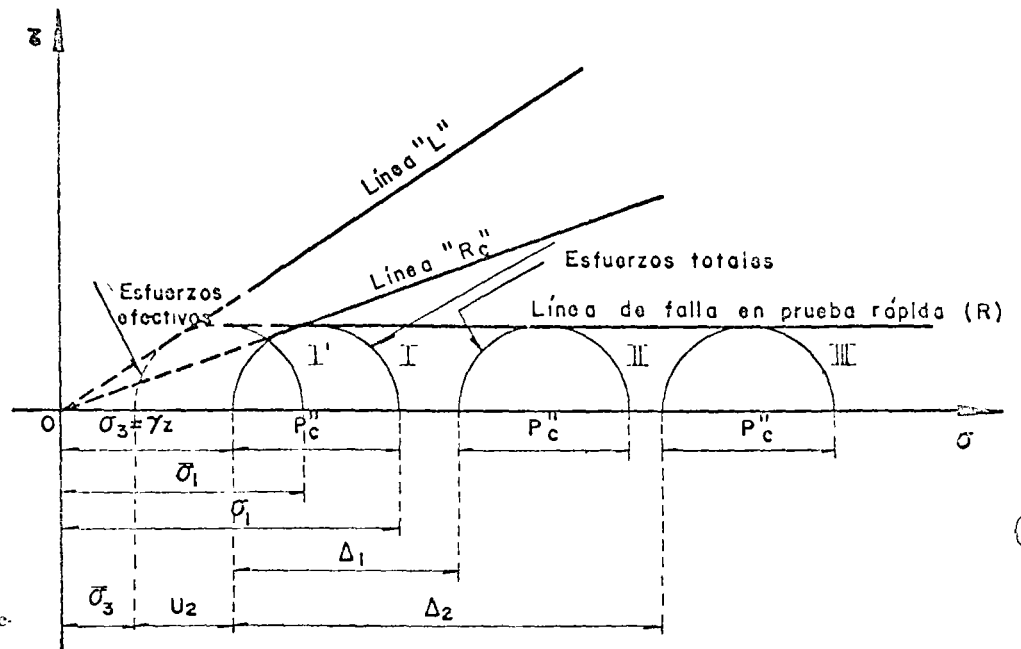


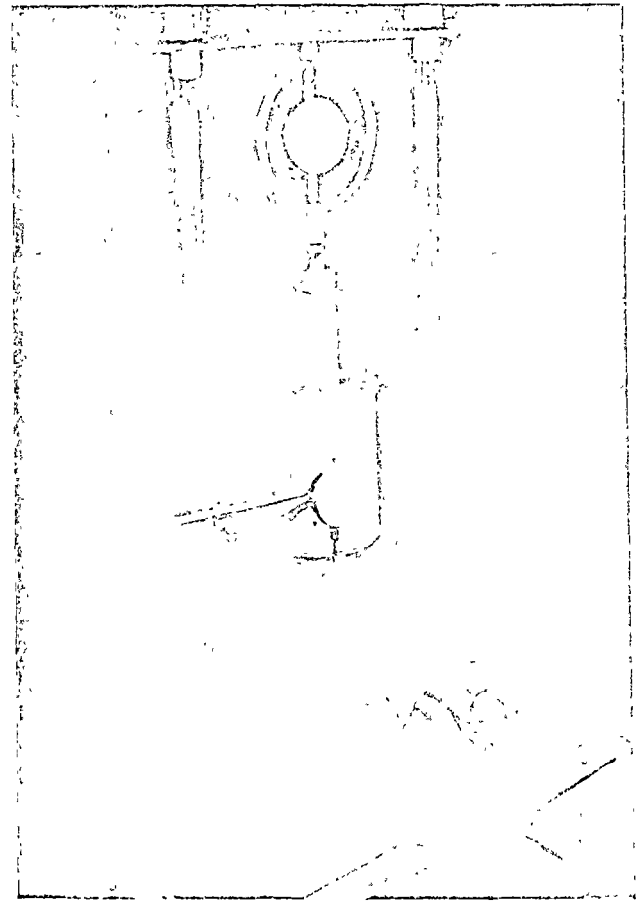
Figura I-61. Línea de falla en prueba triaxial rápida.

suelo, llamándose suelo puramente cohesivo al que en un problema dado le sea aplicable una envolvente de resistencia horizontal. Cuando le sean aplicables las condiciones de la prueba rápida (sin drenaje y sin consolidación) la resistencia de dicho suelo será simplemente

$$s = c \quad (1-65)$$

y el ángulo de fricción aparente resulta ser cero en este caso. Este ángulo tampoco es más que un parámetro de cálculo, que se usará cuando se trabaje con el método de los esfuerzos totales en un problema práctico en que las condiciones de la prueba rápida sean representativas de aquella a que realmente estará sometido el suelo. Sin embargo, en la prueba real el ángulo de falla de la muestra no es de 45° , como lo sería si el ángulo de fricción aparente fuese el realmente representativo de la resistencia friccional de la muestra (éste es naturalmente ϕ , ligado a los esfuerzos efectivos actuantes, que puede medirse en una prueba lenta o en una rápida consolidada con determinación de la presión neutra).

La resistencia no drenada representa la resistencia que tiene un suelo natural. Puesto que la mayor parte de las construcciones se llevan a efecto con mucha rapidez en comparación a los tiempos que necesita la arcilla para consolidarse, la resistencia sin drenaje debe usarse en la mayoría de los problemas de diseño. Aun en aquellos casos en que la construcción es tan lenta que durante ella ocurren aumentos significativos de la resistencia por consolidación, suele usarse la resistencia no drenada para obtener datos de proyecto, por representar un valor mínimo y, por ende, conservador. Cuando se piense en la utilización de la resistencia no drenada para obtención de valores de proyecto, han de vigilarse aquellos casos en los que los esfuerzos finales aplicados al suelo puedan ser menores que la carga inicial que éste soportaba, tal es frecuentemente la situación en excavaciones y en problemas de estabilidad de taludes. En dichos casos, para condiciones de proyecto a corto plazo, cuando el suelo no tiene tiempo suficiente para expanderse, pueden ser aplicables las condicio-



Prueba de compresión simple

nes de resistencia sin drenaje; pero a largo plazo el suelo se debilita y el uso de la prueba rápida puede quedar fuera de la seguridad.

La resistencia no drenada depende del esfuerzo inicial a que estaba sometido el suelo en su lugar natural, de su carga de preconsolidación y de la envolvente de falla de Mohr correspondiente a condiciones con drenaje. En suelos compresibles, la presión que soportaba el suelo en su lugar natural se

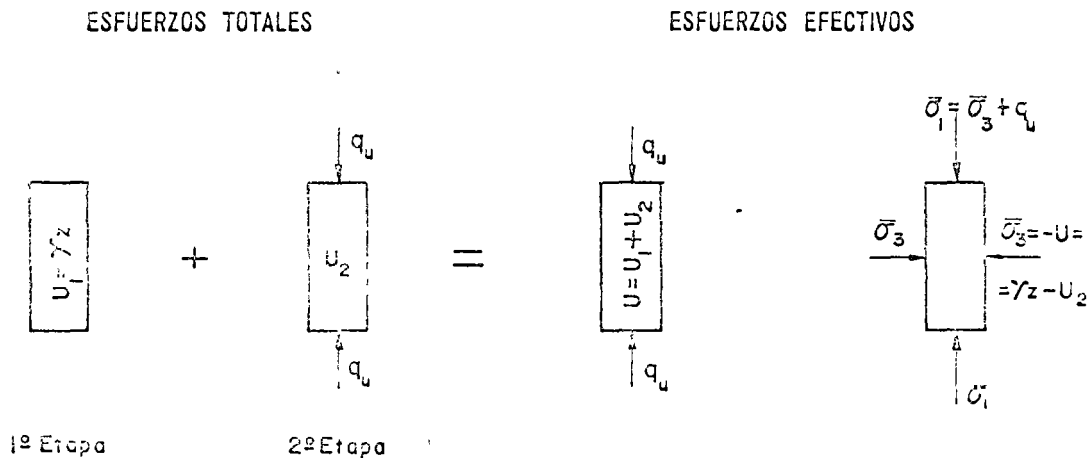


Figura 1-62. Distribución de esfuerzos totales y efectivos en prueba de compresión simple

relaciona con la relación de vacíos por la curva de compresibilidad. Como resultado de lo anterior, la resistencia no drenada de una arcilla saturada aumenta cuando disminuyen la relación de vacíos y/o el contenido de agua. En suelos normalmente consolidados una gráfica de relación de vacíos o el contenido de agua contra la resistencia no drenada es aproximadamente una línea recta.

4. Prueba de compresión simple.

Según ya se dijo, esta prueba se realiza aplicando un esfuerzo axial a un espécimen, sin la etapa previa de presión hidrostática. Prácticamente sólo existe la etapa de carga, que conduce el suelo a la falla; sin embargo, en vías de simplificación, podría considerarse como primera etapa el estado inicial de la muestra, sin esfuerzos exteriores. En esta primera etapa (Fig. I-62) los esfuerzos totales son nulos y el agua adquiere la tensión de preconsolidación (γz) que el suelo tuviere en la naturaleza; esta tensión del agua comunica a la estructura sólida los esfuerzos efectivos necesarios para que la muestra mantenga su volumen.

En la segunda etapa es llevada a la falla con la aplicación del esfuerzo axial (q_u), que mide su resistencia en este tipo de prueba, originando a la vez una presión neutral adicional u_2 . Los esfuerzos efectivos que aparecen al final de la prueba, en el instante de la falla, se muestran en la misma Fig. I-62 y valen

$$\bar{\sigma}_3 = 0 - u = -(u_1 + u_2) = -(-\gamma z + u_2) = \gamma z - u_2$$

$$\bar{\sigma}_1 = \bar{\sigma}_3 + q_u = \gamma z - u_2 + q_u$$

Nótese que el esfuerzo principal menor efectivo es teóricamente el mismo que se tuvo en la prueba triaxial rápida.

Por ello, lógicamente debe esperarse que el esfuerzo desviador máximo necesario para hacer falla

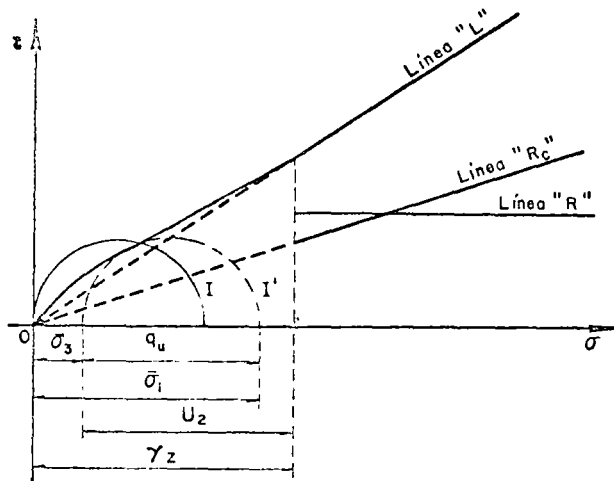


Figura I-63. Círculos de esfuerzos totales y efectivos en prueba de compresión simple.

la muestra en la prueba aquí tratada (q_u), denominado resistencia del suelo a la compresión simple, sea el mismo p_c'' de prueba rápida. Sin embargo, la prueba de compresión simple no es una triaxial rápida; el método de prueba es fundamentalmente distinto y en ningún caso es lícito usar los datos de esa prueba para completar envolventes obtenidas con pruebas rápidas. Es muy normal que q_u resulte un poco menos que p_c'' pero en aplicaciones prácticas sencillas puede considerársele como igual.

En la Fig. I-63 aparecen los círculos de esfuerzos totales (I) y efectivos (I') correspondientes al instante de falla incipiente en este tipo de prueba y su posición relativa a la línea de resistencia en pruebas triaxiales. Debe notarse que la figura se dibuja con la suposición de que la carga de preconsolidación del suelo es γz .

La resistencia del suelo a la compresión simple se ha usado como medida de la sensibilidad de la estructura de un suelo a la deformación, comparando en un mismo suelo el valor de q_u en los estados inalterado y remoldado. La pérdida de resistencia entre ambos estados se toma como la medida indicada. Se define así la sensibilidad de un suelo como

$$s_t = \frac{q_u \text{ (inalterado)}}{q_u \text{ (remoldado)}} \quad (1-72)$$

B. Suelos no saturados

Básicamente, la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos no saturados envuelve los mismos conceptos que la de los suelos saturados; pero existen entre ambos casos algunas diferencias muy significativas. En los suelos no saturados los poros contienen agua sólo parcialmente y en ellos existe aire en una proporción acorde con el grado de saturación; la gran diferencia de comportamiento mecánico entre ambos fluidos impone características de comportamiento muy complejas al conjunto. Desde luego, dentro de la actual manera de concebir la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos sigue siendo cierto que es el esfuerzo efectivo el que controla la componente friccional de dicha resistencia. Los esfuerzos cortantes son tomados sólo por las partículas sólidas del suelo no saturado (esqueleto), excepto a niveles de deformación muy altos; en cambio el esfuerzo normal total en cualquier plano se descompone en general en dos partes, una correspondiente al esfuerzo efectivo transmitido en el esqueleto mineral y otra neutralizada por la presión del fluido en los poros del suelo. Pero ahora la presión neutral es una combinación muy complicada de presión y tensión capilar en el agua y de presión en el aire, que depende del grado de saturación y del tamaño de los poros del suelo.

Si hay un solo fluido en los poros, sea aire o agua, el esfuerzo normal efectivo medido por la ecuación ya establecida es:

$$\bar{\sigma} = \sigma - u$$

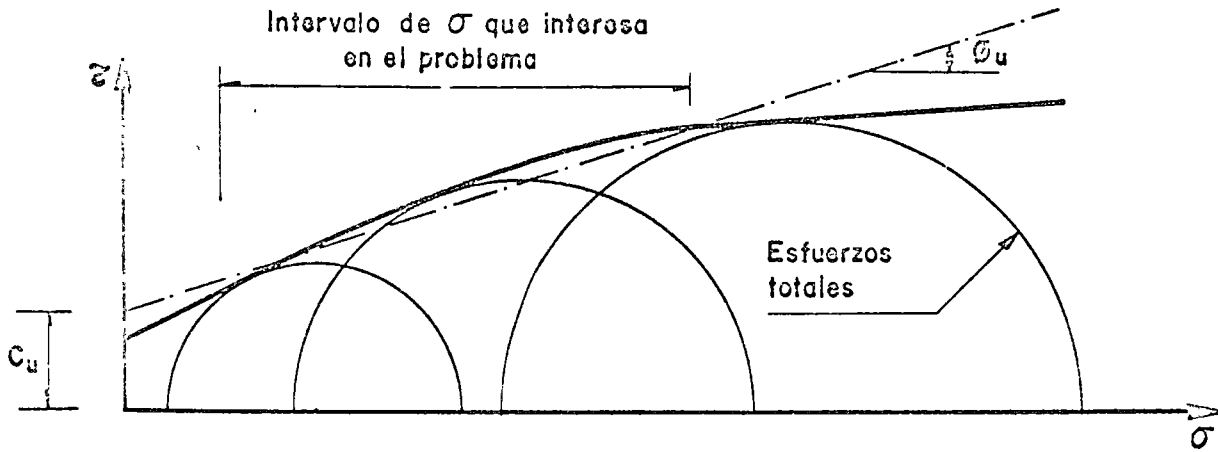


Figura I-64. Prueba triaxial sin drenaje en un suelo parcialmente saturado.

donde $\bar{\sigma}$ es el esfuerzo efectivo, σ el total y u la presión neutral. En los suelos parcialmente saturados suele haber dos fluidos en los poros, los cuales pueden estar en equilibrio a presiones que difieren considerablemente en uno y otro a causa de la tensión superficial. Bishop (Ref. 54) ha propuesto para representar al esfuerzo efectivo en este caso una expresión del tipo

$$\bar{\sigma} = \sigma - u_a + X (u_a - u_w) \quad (1-73)$$

donde u_a representa la presión en la fase gaseosa (gas o vapor) y u_w la presión en la fase líquida. El parámetro X vale uno para suelos saturados y cero para suelos secos; sus valores intermedios dependen sobre todo del grado de saturación, pero están influidos también por otros factores tales como la estructura del suelo, los ciclos de humedecimiento y secado a que éste esté expuesto y los cambios de esfuerzos que se tengan para un valor particular del grado de saturación. En la mencionada referencia 54 se muestran determinaciones de X para algunos suelos particulares, desde luego X crece al crecer el grado de saturación.

Los valores de u_a y u_w que se tienen cuando se somete al suelo a un cambio de esfuerzo $\Delta\sigma$ han sido estudiados por Bishop y Eldin (Ref. 55) y por Skempton (Ref. 56). Según estos autores, al aplicar a un suelo parcialmente saturado un incremento hidrostático de esfuerzo, $\Delta\sigma_3$, se produce un aumento tanto en la presión del agua, como en la del aire, de acuerdo con las relaciones.

$$\begin{aligned} \Delta u_a &= B_a \Delta\sigma_3 \\ \Delta u_w &= B_w \Delta\sigma_3 \end{aligned} \quad (1-74)$$

Las expresiones anteriores sirven para definir los coeficientes de presión neutral B_a y B_w . En la Ref. 56 se dan valores típicos de B_w para suelos parcialmente saturados, con variaciones de 0.10 a 0.89, indicando en cada caso qué parte del esfuerzo aplicado es tomado por el agua.

Cabe un enfoque similar para expresar el aumento de la presión en el agua y en el aire al aplicar un incremento al esfuerzo desviador que se ejerce sobre una muestra de suelo; ahora

$$\begin{aligned} \Delta u_a &= A_a (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \\ \Delta u_w &= A_w (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \end{aligned} \quad (1-75)$$

Valores típicos de A_w en la falla han sido reportados por Bishop y Henkel (Ref. 57) quedando comprendidos entre -0.28 y $+0.27$ para muestras de suelos compactados parcialmente saturados.

En pruebas triaxiales sin drenaje en suelos parcialmente saturados, la resistencia al esfuerzo cortante aumenta con la presión normal exterior, pues la compresión del aire permite el desarrollo de esfuerzo efectivo; sin embargo, el aumento de resistencia se hace cada vez menor, por el efecto de disolución del aire en el agua de los poros, que se hace más fácil según aumenta la presión en el propio aire. Cuando los niveles de esfuerzo son suficientemente altos, la baja compresibilidad del conjunto agua-aire disuelto y la disminución del volumen de vacíos por deformación se concitan para producir en el espécimen un comportamiento similar al de los suelos saturados, con un ángulo ϕ en la envolvente de falla que tiende a ser cero. La envolvente de esfuerzos totales no es pues una recta, sino una curva que tiende a la horizontal. Los parámetros de resistencia c y ϕ sólo pueden definirse si se aproxima a una recta aquel tramo de la curva que comprenda al intervalo de esfuerzos normales que fija en el problema particular de que se trate. Si se ha de resolver un problema con el criterio de esfuerzos totales, y ese es el caso más común en suelos no saturados, es de la mayor importancia reproducir en la prueba de laboratorio condiciones lo más representativas que sea posible de las de campo. En la Fig. I-61 se muestra una envolvente típica de suelos no saturados en pruebas triaxiales sin drenaje.

No es posible realizar pruebas con drenaje en suelos parcialmente saturados, con el mismo sentido

e interpretación que las pruebas lentas normales (es decir, pruebas en que la presión neutral sea nula en toda etapa significativa), pues ello implicaría destruir las tensiones capilares y para lograr tal fin es preciso saturar la muestra. Si se desea trabajar con esfuerzos efectivos, para obtener la envolvente correspondiente lo que se hace es saturar la muestra y suponer que tal proceso no produce cambios significativos en el valor de ϕ ; este criterio resulta conservador en los análisis prácticos, pues la resistencia suele disminuir con la saturación.

En suelos no saturados es común la prueba con drenaje, pero a humedad constante, en que se mantiene a la muestra sin cambios de humedad y se controla la presión del aire en lo que sea preciso para lograr tal fin. En este tipo de pruebas basta medir la presión neutral en el agua de los vacíos para conocer la presión intersticial.

Las envolventes de resistencia de los suelos no saturados en prueba rápida (sin drenaje) se acercan más y más a la forma correspondiente a los suelos saturados, a medida que el grado de saturación aumenta, como es lógico que suceda. En la Ref. 47 pueden verse resultados de laboratorio en correspondencia con la afirmación anterior.

Un caso de fundamental importancia de suelos no saturados, por cierto de gran interés para el ingeniero especialista en vías terrestres, es el correspondiente a suelos compactados. Existe ya bastante información en torno a este tema, pero no será tratada en este lugar, sino en el capítulo correspondiente a suelos compactados, en páginas subsecuentes de esta obra.

C Aplicación de los resultados de las pruebas triaxiales a los problemas prácticos

En la práctica, cuando el ingeniero necesita conocer las características esfuerzo-deformación y resistencia de un suelo dado, con vistas a la obtención de datos para diseño de una obra particular, recurre por lo general a las pruebas de compresión triaxial. De inmediato surge entonces la pregunta de cuál o cuáles de esas pruebas ha de realizar para el problema en cuestión y qué interpretación ha de dar a los resultados obtenidos.

El criterio para la elección de las pruebas resulta obvio después de analizar las varias disponibles; en cada caso deberá hacerse aquella prueba o pruebas que mejor refleje o reflejen en el laboratorio las con-

diciones a que el suelo va a estar expuesto en la obra de que se trate.

Es condición previa indispensable que el ingeniero analice con buen criterio las diferentes etapas por las que el suelo atravesará durante la vida de la obra y ello desde el primer instante de su construcción; sólo así podrá juzgar correctamente las condiciones críticas para las que el diseño ha de ser efectuado; debe tenerse muy en cuenta que no es de ningún modo raro que esas condiciones críticas se presenten, en lo que se refiere a la masa del suelo afectada, largo tiempo después de erigida la estructura en estudio. Se comprende que también es indispensable al ingeniero, con vistas a normar su criterio, un conocimiento amplio y meditado del perfil de suelo en estudio, de sus propiedades básicas y de las condiciones de drenaje que se presentarán en el transcurso del tiempo. Las condiciones de preconsolidación deben ser especialmente investigadas, pues ellas tendrán gran influencia en el comportamiento general.

En el momento presente existen dos criterios para la determinación práctica de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos.

1) El criterio de los esfuerzos efectivos

En este criterio se razona que es este tipo de esfuerzos el que realmente define al esfuerzo cortante del suelo. Conocido el esfuerzo efectivo que actuará entre las partículas del suelo en un cierto punto de la masa, bastará multiplicar este valor por la tangente del ángulo de fricción interna obtenido en prueba lenta (línea L), para obtener la verdadera resistencia al esfuerzo cortante de que dispone el suelo en tal punto. Este criterio presenta pocas dificultades de índole teórica para su comprensión; es el que lógicamente se desprende de todo lo que se ha venido estudiando en el cuerpo de este capítulo, en relación con la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos. En la figura I-65 está someramente descrito el criterio de los esfuerzos efectivos para interpretar la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos a partir de los resultados de las pruebas triaxiales.

El primer requisito para la aplicación del método consiste en conocer la envolvente de resistencia del suelo obtenida en relación a los esfuerzos efectivos, tal como por ejemplo resulta de una serie de pruebas lentas, trazando los círculos de falla de cada uno y dibujando a partir de ellos la línea L , tangente a todos. (En general, la línea L quedaría definida teóricamente con un círculo trazado en el intervalo normalmente consolidado, pero dadas las inconexiones inherentes al trabajo de laboratorio, es recomendable obtener, por lo menos, dos o tres círculos de falla y trazar como línea L la recta que más se aproxime a la tangente común.) En la presa de la figura se desea calcular la resistencia del suelo en el elemento mostrado, para fines de estudio de la estabilidad del talud de aguas arriba. En la misma figura aparece la línea L que se supone ya obtenida. En lo que sigue se considera que el material que constituye la presa es saturado y normalmente consolidado.



Figura I-65. Obtención de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo trabajando con esfuerzos efectivos

do, persiguiendo así fines didácticos. Si σ es la presión total sobre el elemento y u la presión neutral en el mismo en el instante de la falla, el esfuerzo efectivo, que obra en la estructura del suelo, será $\bar{\sigma} = \sigma - u$ y la resistencia del elemento será simplemente la ordenada de la línea L correspondiente a tal $\bar{\sigma}$.

El criterio anterior, aparentemente tan sencillo, tiene serios inconvenientes prácticos aun en el momento presente. Entre éstos hay que mencionar los que emanan de la necesidad de obtener la línea L en el laboratorio, para considerar posteriormente otros que surgen aún después de obtenida la línea, en etapas posteriores de la aplicación práctica del método.

Para obtener la línea L en el laboratorio podrían hacerse pruebas lentas y aparentemente con ello se daría una solución simple y satisfactoria al problema, la realidad sin embargo no es tan halagueña; las pruebas lentas son las más largas en duración y, por lo tanto, las más costosas, por lo que una solución basada exclusivamente en su realización no puede considerarse desprovista de dificultades prácticas. Independientemente de esta razón económica y de tiempo de ejecución, las pruebas lentas presentan dificultades inherentes a su propia naturaleza, de las que se discutirán únicamente dos en lo que sigue. En primer lugar, se tiene en el laboratorio un problema no del todo resuelto en lo relativo a la membrana impermeable que aísla los especímenes en las cámaras triaxiales; membranas muy delgadas cuya rigidez no influye en el estado de esfuerzos del espécimen, al cabo del tiempo dejan pasar y cuando están en juego presiones relativamente elevadas, como sucede en las pruebas lentas, pequeñas cantidades de agua que bastan para introducir errores de consideración en los resultados, membranas suficientemente gruesas como para garantizar una completa impermeabilidad, por su mayor rigidez influyen de un modo significativo en los resultados de las pruebas triaxiales. Este efecto es notable en las pruebas lentas, aunque es despreciable en otras pruebas triaxiales, pues en las primeras el agua puede estar sometida a presiones más grandes y los tiempos de exposición de la membrana a la propia agua son también mucho mayores. Una segunda dificultad práctica en la realización de las pruebas lentas de laboratorio, que puede conducir a errores importantes en sus resultados, emana del hecho de que, en la prueba lenta, el espécimen sufre deformaciones notablemente más grandes que en otras pruebas triaxiales, bajo presiones de vástago también mayores, estas deformaciones tienden a hacer que el espécimen disminuya en longitud y, por así decirlo, que aumente en diámetro, con la consecuencia de que se establece una restricción por fricción entre las bases del espécimen, en las que el suelo tiende a desplazarse lateralmente y las piedras porosas que naturalmente permanecen fijas en relación a la tendencia anterior, esta restricción por fricción produce esfuerzos cortantes en las bases del espécimen que entonces dejan de ser planos principales,

de manera que las presiones por el vástago tampoco son ya esfuerzos principales, con el consiguiente error en la interpretación de la prueba, por medio de la teoría de Mohr, que así los considera.

Se ve pues que la obtención de la línea L por medio de pruebas lentas, que además son dilatadas y costosas, pudiera no ofrecer una garantía suficiente en todos los casos particulares.

En el momento presente puede intentarse la obtención de la línea L en el laboratorio con base en pruebas triaxiales diferentes de la lenta, por ejemplo rápidas-consolidadas. Para ello se dispone de abundancia de equipos que permiten medir la presión de poro que se desarrolla en el espécimen en el instante de la falla, con lo cual, conocido el esfuerzo desviador total, es fácil obtener el esfuerzo efectivo actuante en dicho momento. Sin embargo, en la actualidad los medidores de la presión de poro son costosos y de manejo relativamente delicado, por lo que no es todavía común verlos en acción en muchos laboratorios de Mecánica de Suelos, especialmente en los de pie de obra.

Finalmente, existen medios teóricos para estimar la presión de poro en el instante de la falla en un espécimen sometido a una prueba rápida consolidada. Hay métodos debidos a Skempton, Henkel y Juárez-Badillo para cubrir tal fin (Ref. 47). En conclusión, puede decirse que ya empieza a haber métodos confiables para la obtención de la línea L , sea en el laboratorio o con ayuda de métodos que no pueden considerarse aún de uso popular, esto permite esperar que en un futuro cercano el método de los esfuerzos efectivos pueda aplicarse con mayor facilidad que en la actualidad, por lo menos en lo que a este primer requisito se refiere.

Una vez obtenida la línea L queda en pie un importante problema para la aplicación del método de los esfuerzos efectivos a los problemas prácticos. En efecto, considérese la situación indicada en la figura I-65. Una vez obtenida la línea L , para realizar un análisis será preciso conocer el estado de esfuerzos efectivos en todos los puntos de interés dentro de la masa del suelo en estudio; en el caso concreto de la Fig. I-65, en los puntos de la superficie de deslizamiento supuesta. Este es un problema no resuelto hasta hoy, pues se comprende que si no ha podido dilucidarse del todo el estado de esfuerzos efectivos, en el interior de un espécimen dentro de una cámara triaxial sometida a un control de prueba, menos podrá detallarse tal estado de esfuerzos en las grandes masas de suelo que involucra cualquier obra real; así pues, aun disponiendo de la línea L en la práctica se tendrá la dificultad adicional de no conocer los esfuerzos efectivos que actúan en los diferentes puntos de la masa de suelo que interesa estudiar. Algunas instituciones dedicadas a la construcción de presas de tierra superan esta dificultad y diseñan sus obras de acuerdo con el método de esfuerzos efectivos, a base de una predicción de los esfuerzos efectivos que se desarrollarán en la obra durante la

construcción. Colocando piezómetros para medir la presión de poro mientras la construcción avanza, pueden determinar si sus predicciones van resultando correctas o si han de hacerse modificaciones al diseño a la luz de las mediciones efectuadas. Este método es práctico únicamente para instituciones que poseen suficiente experiencia en el campo, respaldada por amplios archivos en los que figuran presas construidas similares a la que se encuentre en ataque.

A pesar de todas las dificultades reseñadas, cuya importancia no debe subestimarse, especialmente en obras de menor alicento y posibilidades que la presa de tierra, no es arriesgado afirmar que los futuros progresos de la Mecánica de Suelos harán que el criterio de los esfuerzos efectivos esté destinado a ser el más ampliamente usado, por ser el más racional y el que hace un uso más adecuado de las ideas básicas que rigen en el campo de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos.

2) El criterio de los esfuerzos totales.

En este segundo modo de trabajar se utilizan directamente los esfuerzos totales usados en las pruebas uniaxiales; es decir, se hace uso de las envolventes L o R , según el problema específico que se tenga. Puesto que cada una de las pruebas da valores de resistencia muy diferentes para el mismo suelo, por variar las circunstancias en que se hace la prueba, se sigue que ésta sólo será representativa si sus propias circunstancias de trabajo duplican de un modo suficientemente aproximado las circunstancias a que estará sometido el suelo en el prototipo; en consecuencia, es en este segundo método donde el ingeniero tiene que ser más cuidadoso y experimentado en la elección del tipo de prueba o pruebas que vaya a efectuar.

No existe una regla fija única que permita establecer qué pruebas deberán hacerse en cada caso y son el criterio y la experiencia del proyectista los que han de dilucidar tan fundamental problema. Para ayudar al lector a formar su propio criterio a este respecto, en lo que sigue se hacen algunos comentarios de carácter general.

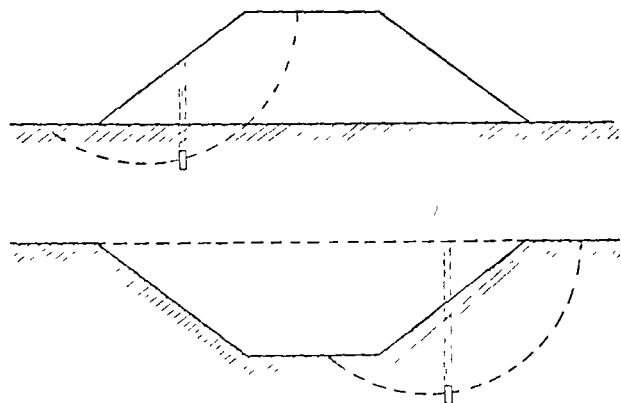


Figura I-66. Variación de la resistencia al esfuerzo cortante en un corte y un terraplén en el mismo suelo arcilloso.

Es obvio que una estructura ha de diseñarse fundamentalmente para las que hayan de resultar las etapas críticas de su vida. En estructuras edificadas sobre suelo o con suelo es muy común que las etapas más críticas ocurran en los momentos iniciales de su vida o a muy largo plazo. Constituye una interesante norma de criterio analizar, en primer lugar, dichos momentos de la vida de la estructura, con lo que en muchos casos de la práctica se conseguirá definir de un modo claro la etapa crítica para la que ha de efectuarse el proyecto y atendiendo a la cual habrán de realizarse, correspondientemente, las investigaciones de laboratorio.

Considérese, por ejemplo, un edificio que vaya a ser construido sobre un terreno arcilloso franco. Según progresa el proceso de consolidación inducido por el edificio, la resistencia del suelo aumenta. La condición crítica corresponderá entonces a las etapas iniciales de la vida de la obra. Por ser la arcilla muy impermeable, los procesos de consolidación serán lentos y, comparativamente, el tiempo de construcción de la estructura despreciable. Por ello, el momento crítico será cuando la carga del edificio se complete. En este caso es obvio que una prueba en que el esfuerzo desviador se aplique rápidamente representa las condiciones de campo, la prueba rápida satisface esa condición.

Por el contrario, si el edificio fuese a ser construido sobre una arcilla igual a la anterior, pero con abundantes intercalaciones de arena que proporcionen drenaje rápido y eficiente, puede pensarse que el suelo se consolida al unísono con el progreso de la construcción de la estructura, por lo cual la prueba lenta sería ahora la adecuada para la determinación de la resistencia al esfuerzo cortante. Si la estructura que se desea construir es un terraplén (Fig. I-66), por ejemplo para un camino o un bordo de protección, y se requiere investigar las condiciones del terreno que lo ha de soportar, debe tenerse en cuenta que el peso del terraplén incluirá un proceso de consolidación en el suelo, si éste es arcilloso y, por tanto, su resistencia al esfuerzo cortante tenderá a aumentar con el tiempo. Si el terraplén se construye rápidamente y el terreno arcilloso tiene drenaje difícil, el instante más crítico será el inicial de la vida de la obra, antes de que se produzca la consolidación del suelo y, por ello, lo que se dijo para el caso análogo del edificio conservará su validez. Si el suelo se consolida tan aprisa como avanza la construcción de la obra, la prueba lenta sería la correcta para la obtención de los datos de proyecto.

Las cosas varían radicalmente si en el mismo suelo se desea hacer una excavación, por ejemplo para la cimentación de una estructura. En ese caso, sobre todo si las condiciones del suelo facilitan el fenómeno, se inducirán expansiones en la masa del suelo por la descarga efectuada y, por ello, la resistencia al esfuerzo cortante tenderá a disminuir con el tiempo. Ahora la condición crítica del suelo estará en los momentos finales del proceso de expansión,

que corresponderían a etapas avanzadas de la vida de la obra. La prueba lenta o la rápida-consolidada serían obviamente las recomendables para la representación de esta situación.

Una vez seleccionado el tipo o tipos de pruebas triaxiales de las que han de obtenerse los datos de resistencia del suelo para proyecto, lo que se hace hoy en la gran mayoría de los laboratorios es realizar varias pruebas de tipo escogido, obteniendo el círculo de Mohr de falla en cada una y trazar a ojo la recta (en el tramo normalmente consolidado) envolvente de esos círculos. En el tramo preconsolidado las envolventes se trazan a mano siguiendo las formas ya discutidas en este capítulo y siendo tangentes a los círculos. Una vez obtenida así la envolvente aproximada del suelo en ese tipo de prueba, es costumbre seleccionar dentro de ella el tramo que corresponde al intervalo de presiones en el que se vaya a mantener al suelo en la obra particular de que se trate y trazar, de ser factible, una recta que represente con suficiente precisión a la envolvente en el tramo. Esta recta, sobre todo en suelos preconsolidados o no saturados, seguramente no pasará por el origen de coordenadas, y su ecuación matemática será de la forma

$$s = a + \sigma \tan \alpha \quad (1-76)$$

con a y α como parámetros definidores de la resistencia del suelo en la prueba particular efectuada y dentro del intervalo de presiones considerado (a es la ordenada en el origen y α el ángulo de inclinación respecto a la horizontal de la recta en cuestión). Nótese que la ecuación 1-76 es de la misma forma que la Ley clásica de Coulomb. Sin embargo, resulta ya inútil discutir las diferencias esenciales de concepto e interpretación entre ambas, a y α ya no tienen un sentido físico característico como propiedades inherentes al suelo, sino que solamente son elementos de cálculo. Por la fuerza de la tradición histórica y la simple costumbre, algunos autores han llamado a " a " la "cohesión aparente del suelo" en las condiciones de su obtención y a " α " el "ángulo de fricción aparente". Incluso es usual en las obras sobre la mate-

ria seguir usando los símbolos c y ϕ para los parámetros de resistencia, pero naturalmente sometiendo a la interpretación moderna. En este sentido han de ser también interpretados los símbolos c y ϕ cuando aparezcan en las páginas subsiguientes de esta obra. Como quiera que las pruebas triaxiales actualmente usadas representan circunstancias extremas para el suelo en estudio, algunos especialistas en estas materias, cuando se enfrentan a un caso real gobernado por circunstancias intermedias entre las adoptadas para las pruebas, prefieren dibujar sus propias envolventes simplemente interpolando entre las dos representativas de comportamientos extremos. Este proceder ha de estar siempre respaldado por amplia experiencia, pero en ese caso conduce a la obtención de datos más realistas que ninguna prueba por separado.

D Resistencias máxima y residual de las arcillas

Considérese una arcilla preconsolidada sometida a una prueba de corte simple o prueba directa en la cual se permita en todo momento drenaje libre (características correspondientes a una prueba lenta); supóngase también que se trata de una prueba de deformación controlada, con velocidad suficientemente lenta para que se disipen las presiones de poro y en la que se midan los esfuerzos necesarios para producir las deformaciones que se provocan. Conforme el desplazamiento aumenta y la muestra de arcilla preconsolidada se deforma angularmente, aumenta la carga tangencial y, por tanto, el esfuerzo cortante, pero para una presión normal efectiva dada y aplicada a la muestra existe un límite definido para el esfuerzo cortante que la muestra puede resistir; a este límite, que hasta ahora se ha venido manejando en este capítulo con el nombre de resistencia al esfuerzo cortante de la arcilla, se le llamará ahora resistencia máxima. Si la prueba continúa, provocando mayores desplazamientos angulares, disminuye la fuerza tangencial aplicada (y el esfuerzo cortante actuante). En la práctica, la prueba se suspende una vez que la resistencia máxima ha quedado bien definida, sin embargo, si la prueba continúa,

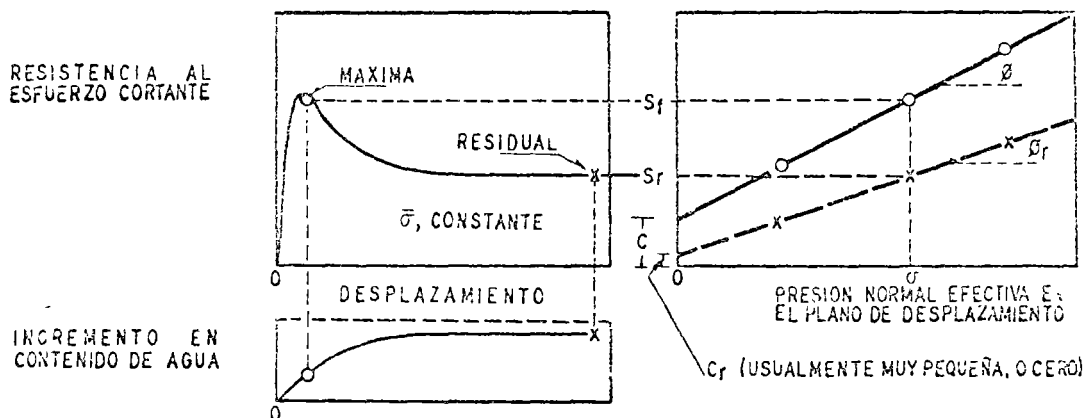


Figura I-67. Resistencia máxima y residual y característica de resistencia al esfuerzo cortante de una arcilla preconsolidada

se observa que, según el desplazamiento crece, la resistencia de la arcilla disminuye; pero esta disminución también tiene un límite, el cual, una vez alcanzado, se conserva, aun cuando el desplazamiento angular crezca a valores grandes, del orden de varios centímetros a la escala de la prueba, y existe evidencia de campo de que en la arcilla esta resistencia se conserva para desplazamientos del orden de metros. Si de esta manera se realizan diferentes pruebas, usando en cada una distinta presión normal efectiva, se obtendrán resultados similares a los antes descritos, aunque naturalmente sean distintos en cada caso los valores finales de la resistencia exhibida por la arcilla. A esta resistencia final, más allá de la máxima, se le llama resistencia residual (Ref. 40). En la parte (a) de la figura 1-67 se muestra la relación esfuerzo cortante-desplazamiento, tal como es usual obtenerla en una prueba como la descrita. Ahí puede verse también el cambio en contenido de agua sufrido por el espécimen durante la prueba.

En la parte (b) de la misma figura se han trazado las envolventes de falla obtenidas llevando los resultados de diferentes pruebas a un plano de esfuerzos normales efectivos sobre el plano de falla contra las resistencias máximas y residuales obtenidas en esas pruebas. Puede observarse que dichas envolventes resultan prácticamente líneas rectas, pudiéndose por ello escribir para la resistencia máxima

$$s_f = c + \bar{\sigma} \tan \phi \quad (1-66)$$

y para la resistencia residual:

$$s_r = c_r + \bar{\sigma} \tan \phi_r \quad (1-77)$$

Los resultados de las pruebas que se han realizado han demostrado que invariablemente c_r es muy pequeña, pudiendo por ello despreciarse. Por tanto, para el uso de la resistencia residual puede escribirse

$$s_r = \bar{\sigma} \tan \phi_r \quad (1-78)$$

También se ha observado que ϕ_r es menor que el ángulo ϕ . En algunas arcillas esa diferencia es de sólo 1 ó 2 grados, pero se han registrado arcillas en que esa diferencia ha llegado a ser de 10°.

Las razones para explicar las diferencias anteriores, siguiendo a Skempton (Ref. 10), podrán ser las siguientes: primeramente se ha constatado que en arcillas fuertemente preconsolidadas hay expansiones cuando se deforman bajo esfuerzo cortante, sobre todo después de sobrepasar su resistencia máxima, por tanto, una parte de la disminución de resistencia puede achacarse al incremento de contenido de agua que se produce como consecuencia. En segundo lugar actúa el desarrollo de franjas delgadas dentro de la masa general de la arcilla, en las que las partículas de forma lamina se orientan en la dirección del desplazamiento, y es razonable suponer que la resistencia de un conjunto de tales partículas orientadas al azar sea mayor que cuando se encuentran paralelamente acomodadas.

Independientemente de las razones que puedan aducirse para explicar la disminución de resistencia de las arcillas cuando se sobrepasa su resistencia máxima, hay evidencia de tal disminución, especialmente cuando las arcillas son preconsolidadas. Entonces, si por cualquier razón se sobrepasa la resistencia máxima en un punto cualquiera de la masa de arcilla, la resistencia en dicho punto descenderá, esto conduce a una redistribución de esfuerzos, como consecuencia de la cual se sobrecargan las zonas vecinas, con lo que es posible que la resistencia máxima se sobrepase en otros puntos próximos. Así se concibe la iniciación de una falla progresiva y, en el límite, la resistencia a lo largo de toda una superficie de falla decrecerá al valor de la resistencia residual. Sin embargo, son tan grandes los desplazamientos necesarios para que la resistencia residual llegue a desarrollarse, que esta condición sólo debe considerarse para fines de proyecto o cálculo, en general, cuando la arcilla haya sufrido deslizamiento sobre una superficie de falla existente de antiguo o cuando exista en ella un estado de creep más o menos generalizado.

Skempton señala también que la presencia de gran número de pequeñas listras, grietecillas y otros accidentes similares en la masa de arcilla, constituye otro caso en que la resistencia residual debe considerarse como la de proyecto para un análisis más realista.

No existe una prueba estándar para determinar en los laboratorios la resistencia residual de las arcillas, pero el propio Skempton describe en la referencia que se comenta, una realizada para un caso concreto en la que se usó un aparato de resistencia al esfuerzo cortante directo. Tras producir al espécimen un desplazamiento del orden de un centímetro en un cierto sentido, se regresó la parte deslizante a su posición original, produciendo de nuevo el mismo desplazamiento y continuando así la prueba hasta que la resistencia de la arcilla llegó a un valor final constante, que se consideró la resistencia residual. El inconveniente de la prueba fueron los seis días que duró, pues se realizó permitiendo en todo momento la disipación de presiones de poro. El propio Skempton comenta que esta técnica no es perfecta, y sugiere que una mejor prueba sería aquella que produjese un desplazamiento continuo en un solo sentido, sin regresar; indica también que los aparatos de resistencia al corte anulares pudieran resultar apropiados. Otros autores han sugerido la conveniencia de usar pruebas de torsión.

La disminución de resistencia del valor de la resistencia máxima al valor de la resistencia residual no sólo ocurre en las arcillas preconsolidadas, sino también en las arcillas normalmente consolidadas, aunque en este último caso la diferencia entre ambas resistencias es de menor cuantía. En el caso de las arcillas normalmente consolidadas la disminución en el ángulo de fricción interna se atribuye principalmente al efecto de orientación de las partículas,

cuando el desplazamiento ha sido importante a lo largo de una superficie de falla. Los resultados hasta ahora disponibles parecen indicar que la resistencia residual de una arcilla, bajo un cierto esfuerzo normal efectivo, es la misma, independientemente de si la arcilla es preconsolidada o normalmente consolidada, en otras palabras, que ϕ_r es constante para una cierta arcilla, independientemente de su historia de consolidación. Sin embargo, se ha visto que ϕ_r depende de la naturaleza de las partículas minerales. El valor de ϕ_r tiende a disminuir cuando aumenta el porcentaje de partículas menores que dos micras. Skempton reporta valores de ϕ_r del orden de 10°, cuando el porcentaje en peso de partículas menores que dos micras está comprendido entre 60% y 80%.

Lo importante desde el punto de vista práctico es definir con qué resistencia se revisará la estabilidad de un talud dado, por citar la estructura de tierra a la cual Skempton ha aplicado principalmente sus ideas sobre la resistencia residual. Para ello define el concepto Factor Residual R , por medio de la expresión

$$R = \frac{s_f - \bar{s}}{s_f - s_r} \quad (1-79)$$

donde

- s_f = resistencia máxima de la arcilla
- s_r = resistencia residual de la misma.
- \bar{s} = esfuerzo cortante promedio actuante en la superficie de falla bajo estudio.

Skempton analizó la estabilidad de diversos taludes fallados y para ellos encontró el esfuerzo normal efectivo promedio y la resistencia al esfuerzo cortante promedio en la superficie de la falla. Como se trató de fallas reales, \bar{s} puede simplemente obtenerse de la consideración de que el factor de seguridad sea igual a la unidad. Posteriormente comparó esta \bar{s} con las resistencias máxima y residual de la arcilla, correspondientes al esfuerzo normal efectivo que existía en la superficie de falla, en esta forma pudo calcular el factor residual para cada caso analizado. Si para un caso dado la resistencia con que falló el talud es la máxima, se tiene $R = 0$ y si aquella es igual a la residual, R será igual a 1.

Otra interpretación alternativa para el factor residual se obtiene escribiendo la expresión 1-79 como

$$\bar{s} = R s_r + (1 - R) s_f \quad (1-80)$$

En esta expresión puede interpretarse a R como un número que indica la parte de la superficie de falla total a lo largo de la cual la resistencia se ha reducido a su valor residual.

El objetivo de Skempton fue relacionar en lo posible el valor de R con el tipo de arcilla que forma el talud. Si la resistencia puede llegar a la resistencia residual, recomienda el uso de esta última en los análisis prácticos.

En arcillas sin fisuras y grietas, encuentra que es muy pequeña y despreciable la disminución de re-

sistencia en la falla respecto a la máxima, por lo que en estos casos se podría usar en general dicha resistencia máxima, considera también que los terraplenes de arcilla compactada pueden calcularse considerando la resistencia máxima. Finalmente, si ha ocurrido una falla, cualquier movimiento posterior sobre la superficie de falla formada ocurrirá actuando la resistencia residual, independientemente de la arcilla que se tenga.

REFERENCIAS

1. Juárez Badillo, E y Rico, A. *Mecánica de Suelos*, Tomo I *Fundamentos de la Mecánica de Suelos*, Cap. III. Ediciones de la Facultad de Ingeniería, U.N.A.M., México, 1969 (2ª Edición).
2. Juárez Badillo, E y Rico, A. *Mecánica de Suelos*, Tomo I *Fundamentos de la Mecánica de Suelos*, Cap. IX. Ediciones de la Facultad de Ingeniería, U.N.A.M., México, 1969 (2ª Edición).
3. Juárez Badillo, E. y Rico, A. *Mecánica de Suelos*, Tomo I *Fundamentos de la Mecánica de Suelos*, Cap. II. Ediciones de la Facultad de Ingeniería, U.N.A.M., México, 1969 (2ª Edición).
4. Lambe, T. W. y Whitman, R. V. *Mecánica de Suelos* (Trad. J. A. Jiménez Salas y J. M. Rodríguez), Cap. 4. Limusa-Wiley, S. A., México, 1972.
5. Juárez Badillo, E y Rico, A. *Mecánica de Suelos*, Tomo I *Fundamentos de la Mecánica de Suelos*, Cap. IV. Ediciones de la Facultad de Ingeniería, U.N.A.M., México, 1969 (2ª Edición).
6. Terzaghi, Karl. Modern conceptions concerning Foundation Engineering, *Journal of the Boston Society of Civil Engineers*, Contributions to Soil Mechanics, 1925-1940. Edición 1959.
7. Casagrande, A. The Structure of Clay and its Importance in Foundation Engineering, *Journal of the Boston Society of Civil Engineers*, Contributions to Soil Mechanics, 1925-1940. Edición 1959.
8. Lambe, T. W. y Whitman, R. V. *Mecánica de Suelos* (Trad. J. A. Jiménez Salas y J. M. Rodríguez), Cap. 5. Limusa-Wiley, México, 1972.
9. Casagrande, A. Classification and Identification of Soils, *Trans. ASCE*, Vol. 113, págs. 901-1948.
10. Juárez Badillo, E y Rico, A. *Mecánica de Suelos*, Tomo I *Fundamentos de la Mecánica de Suelos*, Cap. VI. Ediciones de la Facultad de Ingeniería, U.N.A.M., México, 1969 (2ª Edición).
11. Lambe, T. W. y Whitman, R. V. *Mecánica de Suelos* (Trad. de J. A. Jiménez Salas y J. M. Rodríguez), Cap. 3. Limusa-Wiley, S. A., México, 1972.
12. Skempton, A. W. The Colloidal Activity of Clays, *Memoria del Tercer Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de cimentaciones*, Vol. I. Zurich, 1953.
13. Juárez Badillo, E y Rico, A. *Mecánica de Suelos*, Tomo I *Fundamentos de la Mecánica de Suelos*, Cap. VIII. Ediciones de la Facultad de Ingeniería, U.N.A.M., México, 1969 (2ª Edición).
14. Reynolds, O. An Experimental Investigation of the Circumstances which determine whether the motion of water shall be Direct or Sinuous and the Law of Resistance in Parallel Channels, *Phil. Transactions*, Royal Society, Vol. 174. Londres, 1883.
15. Darcy, H. *Les Fontaines publiques de la Ville de Dijon*, Paris, 1856.

16. Juárez Badillo, E. y Rico, A. *Mecánica de Suelos*, Tomo III *Flujo de Agua en Suelos*, Cap. I. Ediciones de la Facultad de Ingeniería, U.N.A.M., México, 1969.
17. Juárez Badillo, E. y Rico, A. *Mecánica de Suelos*, Tomo I *Fundamentos de la Mecánica de Suelos*, Cap. X. Ediciones de la Facultad de Ingeniería, U.N.A.M., México, 1969 (2ª Edición).
18. Lambe, T. W. y Whitman, R. V. *Mecánica de Suelos*, (Trad. J. A. Jiménez Salas y J. M. Rodríguez). Cap. 9. Lamusa-Wiley, S. A., México, 1972.
19. Lambe, T. W. y Whitman, R. V. *Mecánica de Suelos*, (Trad. J. A. Jiménez Salas y J. M. Rodríguez). Cap. 10. Lamusa-Wiley, S. A., México, 1972.
20. Lambe, T. W. y Whitman, R. V. *Mecánica de Suelos*, (Trad. J. A. Jiménez Salas y J. M. Rodríguez). Cap. 20. Lamusa-Wiley, S. A., México, 1972.
21. Skempton, A. W. y Bishop, A. W. Soils, Cap. X de la publicación *Building Materials, their Elasticity and Inelasticity*, North Holland Publ. Co., Amsterdam, 1954.
22. Jiménez Salas, J. A. y de Justo Alpañes, J. L. *Geotecnia y Cimentos*, Tomo I *Propiedades de los Suelos y de las Rocas*, Cap. 6. Ed. Rueda, Madrid, 1971.
23. Marsal, R. J. Moreno, E., Núñez, A., Cuéllar, R. y Moreno, R. *Investigación sobre el comportamiento de suelos granulares y muestras de enrocamiento*, Comisión Federal de Electricidad, México, 1965.
24. Marsal, R. J. Large scale testing of Rockfill Materials, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Marzo, 1967.
25. Contributions and Discussions on Mechanical Properties of Rockfill and Gravel Materials, Sesión Especial N° 13. Organizador: Raúl J. Marsal, *VII Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones*, México, Agosto de 1969.
26. Marsal, R. J. y Ramírez de Arellano, L. Performance of El Infernillo Dam, *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, Julio, 1967.
27. Marsal, R. J. Ramírez de Arellano, L. y Núñez, A. Plane strain of Rockfill Materials, *III Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones*, Caracas, 1967.
28. Lambe, T. W. y Whitman, R. V. *Mecánica de Suelos*, (Trad. J. A. Jiménez Salas y J. M. Rodríguez). Cap. 22. Lamusa-Wiley, S. A., México, 1972.
29. Leonards, G. A. y Girault, P. A Study of the One-Dimensional Consolidation Test, *V Congreso Internacional de Mecánica de Suelos y Cimentaciones*, París, 1961.
30. Barden, L. Primary and Secondary Consolidation of Clay and Peat, *Geotechnique*, 18, 1968.
31. Juárez Badillo, E. y Rico, A. *Mecánica de Suelos*, Tomo I *Fundamentos de la Mecánica de Suelos*, Cap. XI. Ediciones de la Facultad de Ingeniería, U.N.A.M., México, 1969 (2ª Edición).
32. Scott, R. F. *Principles of Soil Mechanics*, Cap. 7 y 8. Addison Wesley Publ. Co., Inc, 1963.
33. Coulomb, Ch. A. Essai sur une application des règles des maximis et minimis a quelques problemes de statique relatifs a l'architecture, *Memoria a la Real Academia Francesa*, 3, 7, París, 1776.
34. Mohr, O. *Abhandlungen aus dem Gebiete der Technischen Mechanik*, W. Ernst, Berlin, 2ª edición, 1914.
35. Newmark, N. M. Failure hypotheses for Soils, *ASCE Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils*, Colorado, 1960.
36. Scott, R. F. y Hon-Yim Ko. Stress-Deformation and Strength Characteristics, Reporte sobre el Estado del Arte, Vol. III. *VII Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones*, México, 1969.
37. Lambe, T. W. y Whitman, R. V. *Mecánica de Suelos*, (Trad. J. A. Jiménez Salas y J. M. Rodríguez) Cap. 6. Lamusa-Wiley, S. A., México, 1972.
38. Skinner, A. E. A note on the influence of Interparticle Friction on the Shearing Strength of a Random Assembly of Spherical Particles, *Geotechnique*, 19, 1969.
39. Scott, R. F. y Schoustra, J. J. *Soil Mechanics and Engineering*, Cap. 5, McGraw-Hill Book, Co., 1968.
40. Skempton, A. W. Long-Term Stability of Clay Slopes, IV Rankine Lecture, *Geotechnique*, Vol. XIV, 1961.
41. Hambly, E. C. A new Triaxial Apparatus, *Geotechnique*, 19, 1969.
42. Bishop, A. W. The Strength of Soils as Engineering Materials, VI Conferencia Rankine, *Geotechnique*, Vol. 16, N° 2, 1966.
43. Cornforth, D. H. Some experiments on the Influence of Strain conditions on the Strength of Sand, *Geotechnique*, Vol. 16, 1961.
44. Hvoislev, M. J. y Kaufman, R. I. Torsion Shear Apparatus and Testing Procedures, *Boletín N° 33*, Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss., 1952.
45. Roscoe, K. H. Discusión contenida en el volumen 3 (págs. 105-107) de las *Memorias del V Congreso Internacional de Mecánica de Suelos y Cimentaciones*, París, 1961.
46. Bjerrum, L. y Landva, A. Direct Simple Shear Tests on a Norwegian quick clay, *Geotechnique*, Vol. 16, 1966.
47. Juárez Badillo, E. y Rico, A. *Mecánica de Suelos*, *Fundamentos de la Mecánica de Suelos*, Cap. XII. Ediciones de la Facultad de Ingeniería, U.N.A.M., México, 1969 (2ª Edición).
48. Wilson, S. D. y Squier, R. Earth and Rockfill Dams, Reporte sobre el Estado del Arte, Vol. III, *VII Congreso Internacional de Mecánica de Suelos y Cimentaciones*, México, 1969.
49. Lambe, T. W. y Whitman, R. V. *Mecánica de Suelos*, Cap. 11. Lamusa-Wiley, S. A., México, 1972.
50. Marsal, R. J. y Ramírez de Arellano, L. Field measurements in Rockfill Dams, *II Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones*, Vol. 2, Sao Paulo, Brasil, 1963.
51. Sowers, G. B. y Sowers, G. F. *Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones*, Cap. 3. Lamusa-Wiley, S. A., México, 1972.
52. Lambe, T. W. y Whitman, R. V. *Mecánica de Suelos*, Cap. 26. Lamusa-Wiley, S. A., México, 1972.
53. Skempton, A. W. The Pore Pressure Coefficients A and B, *Geotechnique*, Vol. IV, 1951.
54. Bishop, A. W., Alpan, I., Blight, G. E. y Donald, I. B. Factors controlling the Strength of Partly Saturated cohesive Soils, *Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils*, ASCE, Boulder, Colorado, 1960.
55. Bishop, A. W. y Eldin, G. Undrained triaxial Tests on Saturated Sands and their significance in the General Theory of Shear Strength, *Geotechnique*, Vol. II, N° 1, 1950.
56. Bishop, A. W. y Henkel, D. J. *The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test*, Edward Arnold, Ltd., Londres, 1957.

PRESENTACIONES DE RESULTADOS DE UN ESTUDIO
GEOTECNICO.

PROCEDIMIENTOS DE EXPLORACION GEOTECNICA.

APENDICE

EXPLORACION Y MUESTREO DE SUELOS

A-1. Introducción

De todo lo dicho anteriormente en los diferentes capítulos de la Mecánica de Suelos se desprende de una manera obvia la necesidad que se tiene de contar, tanto en la etapa de proyecto, como durante la ejecución de la obra de que se trate, con datos firmes, seguros y abundantes respecto al suelo con el que se está tratando. El conjunto de estos datos debe llevar al proyectista a adquirir una concepción razonablemente exacta de las propiedades físicas del suelo que hayan de ser consideradas en sus análisis. En realidad es en el laboratorio de Mecánica de Suelos en donde el proyectista ha de obtener los datos definitivos para su trabajo; primero, al realizar las pruebas de clasificación ubicará en forma correcta la naturaleza del problema que se le presenta y de esta ubicación, podrá decidir, como segunda fase de un trabajo, las pruebas más adecuadas que requiere su problema particular, para definir las características de deformación y resistencia a los esfuerzos en el suelo con que haya que laborar.

Pero para llegar en el laboratorio a unos resultados razonablemente dignos de crédito es preciso cubrir en forma adecuada una etapa previa e imprescindible: la obtención de las muestras de suelo apropiadas para la realización de las correspondientes pruebas.

Resultan así estrechamente ligadas las dos importantes actividades, el muestreo de los suelos y la realización de las pruebas necesarias de laboratorio. El muestreo debe estar regido ya anticipadamente por los requerimientos impuestos a las muestras obtenidas por el programa de pruebas de laboratorio y, a su vez, el programa de pruebas debe estar definido en términos de la naturaleza de los problemas que se suponga puedan resultar del suelo presente en cada obra, el cual no puede conocerse sin efectuar previamente el correspondiente muestreo. Aparece así un círculo vicioso, de cuyo correcto balance depende el éxito en un programa de muestreo y pruebas. El círculo suele resolverse recurriendo a la ayuda de programas preliminares de exploración y muestreo. Por procedimientos simples y económicos, debe procurarse adquirir una información preliminar suficiente respecto al suelo, información que, con ayuda de pruebas de clasificación, tales como granulometría y límites de plasticidad, permita formarse una idea clara

de los problemas que sean de esperar en cada caso particular. El conocimiento apriorístico de tales problemas permite, a su vez, programar en forma completa las pruebas necesarias para la obtención del cuadro completo de datos de proyecto, investigando todas aquellas propiedades físicas del suelo de las que se pueda sospechar que lleguen a plantear en la obra una condición crítica. La realización de esta nueva serie de pruebas definitivas suele presentar nuevas exigencias respecto a las muestras de suelo de que haya de disponerse y ello obligará, en general, a efectuar nuevas operaciones de sondeo y muestreo, a fin de obtener las muestras definitivas.

Así pues, en general, se tendrán dos tipos de sondeos: preliminares y definitivos, cada uno con sus métodos propios de muestreo.

En realidad, la programación de un muestreo correcto es un problema mucho más complejo que lo que dan a entender los párrafos anteriores y muchos aspectos dependen fundamentalmente de la experiencia particular del ingeniero y difícilmente se encasillan en normas fijas.

Uno de los aspectos más importantes de los de esta última categoría es una correcta valuación de la importancia de la obra por ejecutar, en relación con el costo de su correspondiente programa de exploración y muestreo. Una obra de importancia grande ameritará un programa de una envergadura totalmente inadecuada para una obra menor. Y no sólo la importancia de la obra juega papel como norma de criterio del proyectista, sino también el tipo de obra, en relación, por ejemplo, con las consecuencias de su falla respecto a pérdidas en bienes o vidas, puede haber obras de poco costo cuyos requerimientos de seguridad y, por lo tanto, de previsión en el proyecto, sean mucho mayores que en otras obras de mayor inversión presupuestal. Un aspecto importante será siempre que la magnitud, tanto en tiempo como en costo, del programa de exploración y muestreo esté acorde con el tipo de obra por ejecutar.

Otro aspecto de importancia fundamental en los problemas aquí tratados es el buscar la colaboración de ciencias que, como la Geología, pueden dar en ocasiones información de carácter general muy importante. Puede decirse que, sobre todo en obras de importancia, un reconocimiento serio y eficaz, desde un punto de vista geológico, resulta imprescindible. Este reconocimiento será, naturalmente, previo a cualquier otra actividad realizada por el especialista de Mecánica de Suelos.

Del tipo de sedimentos, existencia de fallas, plegamientos, etc., configuración geológica, tipos y carácter de rocas y demás datos de la zona, resultan, por lo general, informaciones vitales para el ingeniero civil, que norman su criterio de antemano en forma útil.

A-2. Tipos de sondeos

Los tipos principales de sondeos que se usan en Mecánica de Suelos para fines de muestreo y conocimiento del subsuelo, en general, son los siguientes:

Métodos exploración de carácter preliminar

- a) Pozos a cielo abierto, con muestreo alterado o inalterado.
- b) Perforaciones con posteadora, barrenos helicoidales o métodos similares.
- c) Métodos de lavado.
- d) Método de penetración estándar.
- e) Método de penetración cónica.
- f) Perforaciones en boleos y gravas (con barretones, etc.)

Métodos de sondeo definitivo

- a) Pozos a cielo abierto con muestreo inalterado.
- b) Métodos con tubo de pared delgada.
- c) Métodos rotatorios para roca.

Métodos geofísicos

- a) Sísmico.
- b) De resistencia eléctrica.
- c) Magnético y gravimétrico.

A continuación se describen brevemente los diferentes métodos mencionados.

A-3. Sondeos exploratorios**a) Pozos a cielo abierto**

Cuando este método sea practicable debe considerarse como el más satisfactorio para conocer las condiciones del subsuelo, ya que consiste en excavar un pozo de dimensiones suficientes para que un técnico pueda directamente bajar y examinar los diferentes estratos de

suelo en su estado natural, así como darse cuenta de las condiciones precisas referentes al agua contenida en el suelo. Desgraciadamente este tipo de excavación no puede llevarse a grandes profundidades a causa, sobre todo, de la dificultad de controlar el flujo de agua bajo el nivel freático, naturalmente que el tipo de suelo de los diferentes estratos atravesados también influye grandemente en los alcances del método en sí. La excavación se encarece mucho cuando sean necesarios ademes y haya excesivos traspaleos a causa de la profundidad.

Deben cuidarse especialmente los criterios para distinguir la naturaleza del suelo "in situ" y la misma, modificada por la excavación realizada. En efecto, una arcilla dura puede, con el tiempo, aparecer como suave y esponjosa a causa del flujo de agua hacia la trinchera de excavación; análogamente, una arena compacta puede presentarse como semifluda y suelta por el mismo motivo. Se recomienda que siempre que se haga un pozo a cielo abierto se lleve un registro completo de las condiciones del subsuelo durante la excavación, hecho por un técnico conocedor.

Si se requiere ademe en el pozo puede usarse madera o acero: por lo regular, el ademe se hace con tabloncillos horizontales, pero deberán ser verticales y bien hincados si se tuviesen suelos friccionaltes situados bajo el nivel freático.

En estos pozos se pueden tomar muestras alteradas o inalteradas de los diferentes estratos que se hayan encontrado. Las muestras alteradas son simplemente porciones de suelo que se protegerán contra pérdidas de humedad introduciéndolas en frascos o bolsas emparafinadas. Las muestras malteradas deberán tomarse con precauciones, generalmente labrando la muestra en una oquedad que se practique al efecto en la pared del pozo. La muestra debe protegerse contra pérdidas de humedad envolviéndola en una o más capas de manta debidamente impermeabilizada con brea y parafina.

b) *Perforaciones con posteadora, barrenos helicoidales o métodos similares*

En estos sondos exploratorios la muestra de suelo obtenida es completamente alterada, pero suele ser representativa del suelo en lo referente a contenido de agua, por lo menos en suelo muy plástico. La muestra se extrae con herramientas del tipo mostrado en la Fig. A-1.

Los barrenos helicoidales pueden ser de muy diferentes tipos no sólo dependiendo del suelo por atacar, sino también de acuerdo con la preferencia particular de cada perforista. El principio de operación resulta evidente al ver la fig. A-1a. Un factor importante es el paso de la hélice que debe ser muy cerrado para suelos arenosos y mucho más abierto para el muestreo en suelos plásticos.

Posiblemente más usadas en México que los barrenos son las posteadoras (fig. A-1.b) a las que se hace penetrar en el terreno ejerciendo un giro sobre el maneral adaptado al extremo superior de la tubería de perforación.

Las herramientas se conectan al extremo de una tubería de perforación, formada por secciones de igual longitud, que se van añadiendo según aumenta la profundidad del sondeo.

En arenas colocadas bajo el nivel de aguas freáticas estas herramientas no suelen poder extraer muestras y en esos casos es preferible recurrir al uso de cucharas especiales, de las que también hay gran variedad de tipos. En la fig. A-2 aparecen esquemáticamente dos de las más comunes:

Las muestras de cuchara son generalmente más alteradas todavía que las obtenidas con barrenos helicoidales y posteadoras; la razón es el efecto del agua que entra en la cuchara junto con el suelo, formando en el interior una pseudo-suspensión parcial del mismo. Es claro que en todos estos casos las muestras son cuando mucho apropiadas solamente para pruebas de clasificación y, en general, para aquellas pruebas que no requieran muestra inalterada. El contenido de agua de las muestras de barrenos suele ser mayor del real, por lo que el método no excluye la obtención de muestras más apropiadas, por lo menos cada vez que se alcanza un nuevo estrato.

Frecuentemente se hace necesario ademar el pozo de sondeo, lo cual se realiza con tubería de hierro, hincada a golpes, de diámetro suficiente para permitir el paso de las herramientas muestradoras. En la parte inferior una zapata afilada facilita la penetración. A veces, la tubería tiene secciones de diámetros decrecientes, de modo que las secciones de menor diámetro vayan entrando en las de mayor. Los diferentes segmentos se retiran al fin del trabajo usando gatos apropiados.

Para el manejo de los segmentos de tubería de perforación y de ademe, en su caso, se usa un tripode provisto de una polea, a una altu-

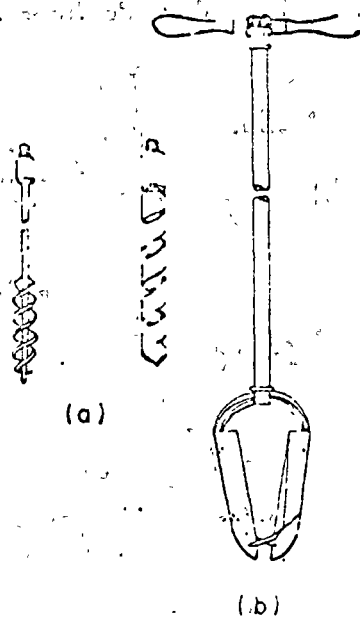


FIG. A-1. Herramientas para sondeo exploratorio por rotación
a) Barrenos helicoidales
b) Posteadora

ra que permita las manipulaciones necesarias. Los segmentos manejados se sujetan a través de la polea con "cable de manila" o cable metálico inclusive; los operadores pueden intervenir manualmente en las operaciones, guiando y sujetando los segmentos de tubería de perforación por medio de llaves de diseño especial propias para esas maniobras y para hacer expedita la operación del atornillado de los segmentos.

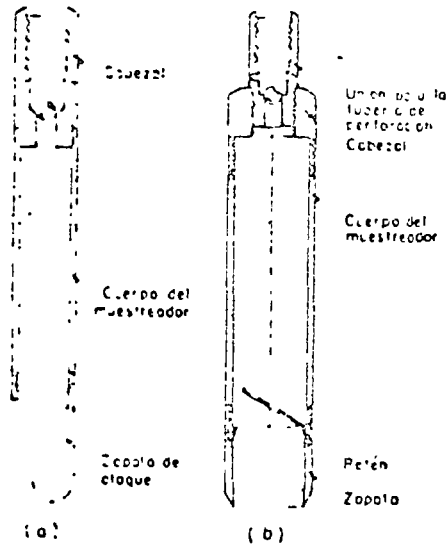


FIG. A-2. Tipos de cucharas muestreadoras

Este método constituye un procedimiento económico y rápido para conocer aproximadamente la estratigrafía del subsuelo (aun cuando la experiencia ha comprobado que pueden llegar a tenerse errores hasta de 1 m al marcar la frontera entre los diferentes estratos). El método se usa también en ocasiones como auxiliar de avance rápido en otros métodos de exploración. Las muestras obtenidas en lavado son tan alteradas que prácticamente no deben ser consideradas como suficientemente representativas para realizar ninguna prueba de laboratorio.

El equipo necesario para realizar la perforación incluye un trípode con polea y martinete suspendido, de 80 a 150 Kg de peso, cuya función es hincar en el suelo a golpes el ademe necesario para la operación. Este ademe debe ser de mayor diámetro que la tubería que vaya a usarse para la inyección del agua. En el extremo inferior de la tubería de inyección debe ir un trépano de acero, perforado, para permitir el paso del agua a presión. El agua se impulsa dentro de la tubería por medio de una bomba.

La operación consiste en inyectar agua en la perforación, una vez hincado el ademe, la cual forma una suspensión con el suelo en el fondo

Un inconveniente serio de la perforación con barrenos se tiene cuando la secuencia estratigráfica del suelo es tal que a un estrato firme sigue uno blando. En estos casos es muy frecuente que se pierda la frontera entre ambos o aun la misma presencia del blando.

El error anterior tiende a atenuarse accionando el barrenos helicoidal tan adelantado respecto al ademe como lo permita el suelo explorado.

c) Método de lavado

del pozo y sale al exterior a través del espacio comprendido entre el ademe y la tubería de inyección; una vez fuera es recogida en un recipiente en el cual se puede analizar el sedimento. El procedimiento debe ir complementado en todos los casos por un muestreo con una cuchara sacamuestras apropiada, colocada al extremo de la tubería en lugar del trépano; mientras las características del suelo no cambien será su-

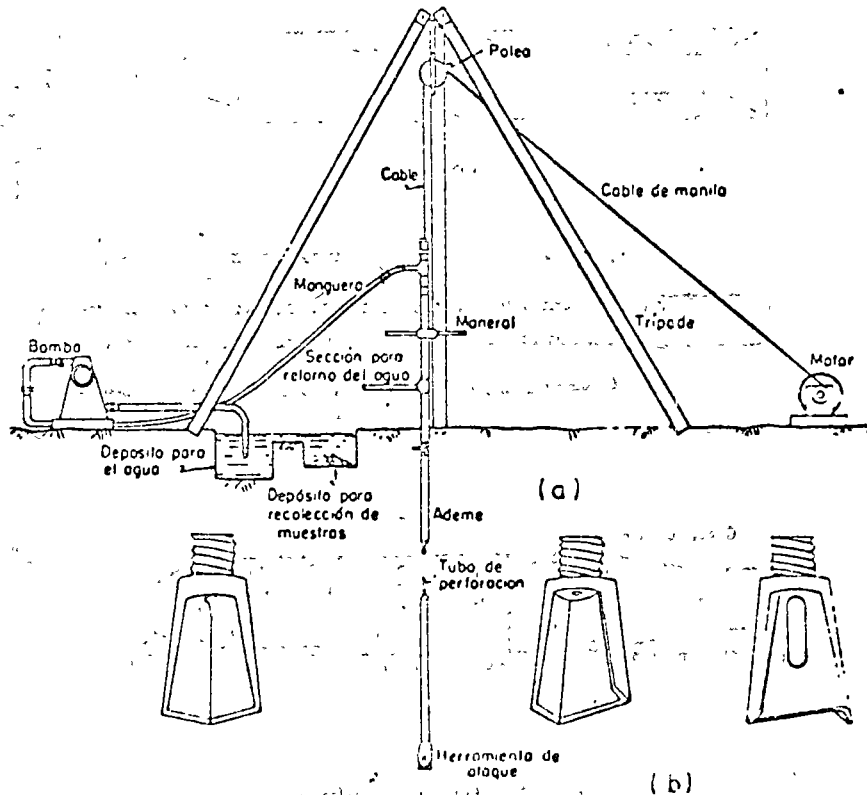


FIG. A-3. Dispositivo para el sondeo por lavado

a) Conjunto

b) Barrenos de perforación

ficiente obtener una muestra cada 1.50 m aproximadamente, pero al notar un cambio en el agua eyectada debe procederse de inmediato a un nuevo muestreo. Al detener las operaciones para un muestreo debe permitirse que el agua alcance en el pozo un nivel de equilibrio, que corresponde al nivel freático (que debe registrarse). Cualquier al-

teración de dicho nivel que sea observada en los diferentes muestreos debe reportarse especialmente.

En la fig. A-3 aparece un esquema del equipo de perforación y algunos modelos de trépanos perforados.

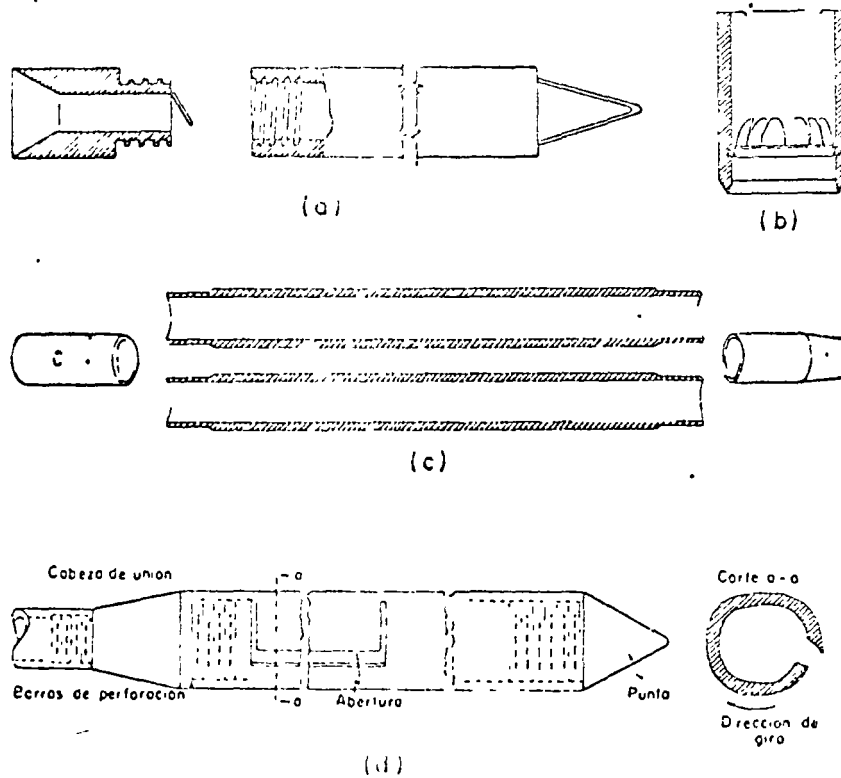


FIG. A 4. Tipos de muestreadores

En la fig. A-4 se muestran algunos de los más usados modelos de muestreadores que se colocan en el extremo inferior de la tubería de inyección a fin de obtener muestras representativas.

Los tipos a), b) y c) se introducen a golpes en el suelo y de ellos quizá el más común es el de media caña, así llamado por poder dividirse longitudinalmente para facilitar la extracción de la muestra. El muestreador de trampa de muelles tiene en su parte inferior unas hojas metálicas que dejan entrar la muestra en la cámara inferior, pero que

dificultan su salida. El cucharón raspador es de utilidad para el muestreo de arenas bajo el nivel freático y funciona, naturalmente, por rotación.

d) *Método de penetración estándar*

Este procedimiento es, entre todos los exploratorios preliminares, quizá el que rinde mejores resultados en la práctica y proporciona más

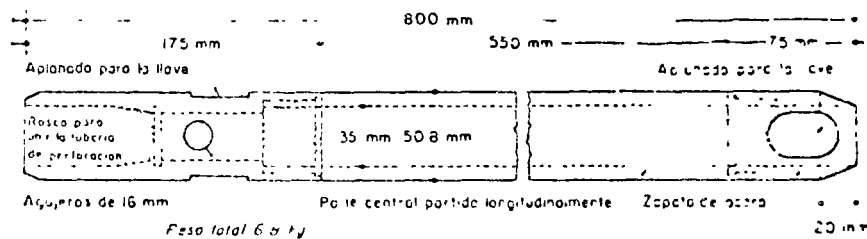


FIG. A-5. Penetrómetros estándar

útil información en torno al subsuelo y no sólo en lo referente a descripción; probablemente es también el más ampliamente usado para esos fines en México.

En suelos puramente friccionantes la prueba permite conocer la compacidad de los mantos que, como repetidamente se indicó, es la característica fundamental respecto a su comportamiento mecánico. En suelos plásticos la prueba permite adquirir una idea, si bien tosca, de la resistencia a la compresión simple. Además el método lleva implícito un muestreo, que proporciona muestras alteradas representativas del suelo en estudio.

El equipo necesario para aplicar el procedimiento consta de un muestreador especial (muestreador o penetrómetro estándar) de dimensiones establecidas, que aparece esquemáticamente en la fig. A-5.

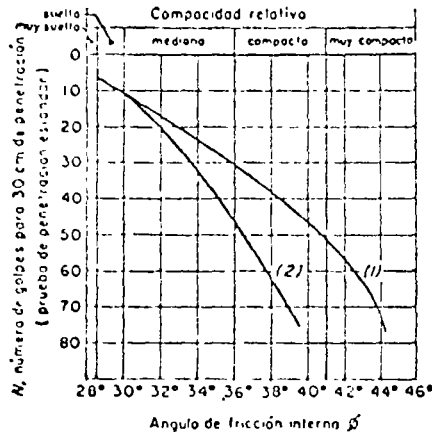
Es normal que el penetrómetro sea de media caña, para facilitar la extracción de la muestra que haya penetrado en su interior. El penetrómetro se enrosca al extremo de la tubería de perforación y la prueba consiste en hacerlo penetrar a golpes dados por un martinete de 63.5 Kg (140 libras) que cae desde 76 cm (30 pulgadas), contando el número de golpes necesario para lograr una penetración de 30 cm (1 p.e). El martinete, hueco y guiado por la misma tubería de perforación, es elevado por un cable que pasa por la polea del trípode y dejado caer desde la altura requerida contra un ensanchamiento de la misma tubería de perforación hecho al efecto. En cada avance de

30 cm debe retirarse el penetrómetro, removiendo al suelo de su interior, el cual constituye la muestra.

El fondo del pozo debe ser previamente limpiado de manera cuidadosa, usando posteadora o cuchara del tipo de las mostradas en la fig. A-2. Una vez limpio el pozo, el muestreador se hace descender hasta tocar el fondo y, seguidamente, a golpes, se hace que el penetrómetro entre 15 cm dentro del

suelo. Desde este momento deben contarse los golpes necesarios para lograr la penetración de los siguientes 30 cm. A continuación hágase penetrar el muestreador en toda su longitud. Al retirar el penetrómetro, el suelo que haya entrado en su interior constituye la muestra que puede obtenerse con este procedimiento.

La utilidad e importancia mayores de la prueba de penetración estándar radican en las correlaciones realizadas en el campo y en el laboratorio en diversos suelos, sobre todo arenas, que permiten relacionar aproximadamente la compacidad, el ángulo de fricción interna, ϕ , en arenas y el valor de la resistencia a la compresión simple, q_u , en arcillas, con el número de golpes necesarios en ese suelo para que el penetrómetro estándar logre



- (1) Relación para arenas de grano angular o redondeado de mediano a grueso
 (2) Relación para arenas finas y para arenas limosas

FIG. A-6. Correlación entre el número de golpes para 30 cm de penetración estándar y el ángulo de fricción interna de las arenas

entrar los 30 cm especificados. Para obtener estas relaciones basta realizar la prueba estándar en estratos accesibles o de los que se puedan obtener muestras inalteradas confiables y a los que se les pueda determinar los valores de los conceptos señalados por los métodos usuales de laboratorio, haciendo suficiente número de comparaciones pueden obtenerse correlaciones estadísticas dignas de confianza. En la práctica esto se ha logrado en los suelos friccionantes, para los que existen tablas y gráficas dignas de crédito y aplicables al trabajo práctico; en el caso de suelos arcillosos plásticos las correlaciones de la prueba estándar con q_u son mucho menos dignas de crédito.

En la fig. A-6 aparece una correlación¹ que ha sido muy usada para arenas y suelos predominantemente friccionantes.

En la gráfica se observa que al aumentar el número de golpes se tiene mayor compacidad relativa en la arena y, consecuentemente,

mayor ángulo de fricción interna. También se ve que en arenas limpias medianas o gruesas para el mismo número de golpes, se tiene un ϕ mayor que en arenas limpias finas o que en arenas limiósas.

Las relaciones de la fig. A-6 no toman en cuenta la influencia de la presión vertical sobre el número de golpes que es importante, según han demostrado investigaciones más recientes.^{3 y 4} En la fig. A-7 se

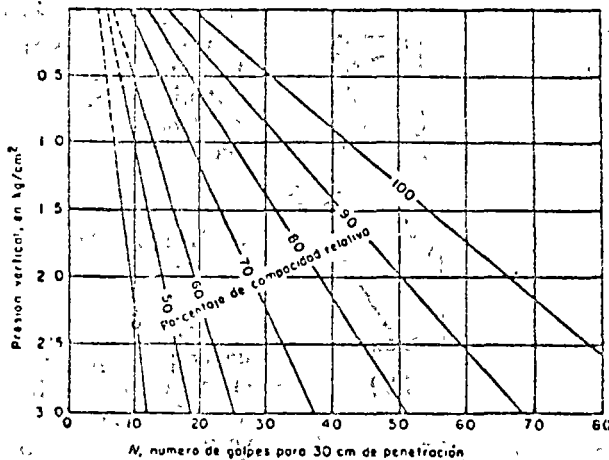


FIG. A-7: Relación entre la penetración estándar, la presión vertical y la compactación relativa para arenas (según ref. 3).

presentan resultados experimentales que demuestran que a un número de golpes en la prueba de penetración estándar corresponden diferentes compactaciones relativas, según sea la presión vertical actuante sobre la arena, la cual, a su vez, es función de la profundidad a que se haga la prueba.

Para pruebas en arcillas, Terzaghi y Peck⁴ dan la correlación que se presenta en la Tabla A-1.

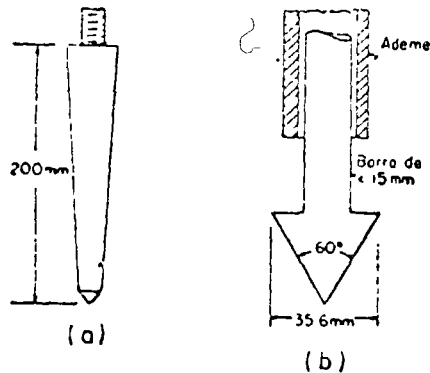
TABLA a-1

Consistencia	No de golpes, N	Resistencia a la compresión simple, q_c
		Kg/cm ²
Muy blanda	< 2	< 0.25
Blanda	2-4	0.25-0.50
Meda	4-8	0.50-1.0
Firme	8-15	1.0-2.0
Muy firme	15-30	2.0-4.0
Dura	> 30	> 4.0

Puede observarse en la tabla que, prácticamente, el valor de q_u , en Kg/cm^2 se obtiene dividiendo entre 8 el número de golpes.

Sin embargo cabe mencionar que las correlaciones de la Tabla A-1 sólo deben usarse como norma tosea de criterio, pues los resultados

prácticos han demostrado que pueden existir serias dispersiones y, por lo tanto, las resistencias obtenidas por este procedimiento no deben servir de base para proyecto.



e) Método de penetración cónica

Estos métodos consisten en hacer penetrar una punta cónica en el suelo y medir la resistencia que el suelo ofrece. Existen diversos tipos de conos y en la Fig. A-8 aparecen algunos que se han usado en el pasado.

Dependiendo del procedimiento para hincar los conos en el terreno, estos métodos se dividen en estáticos y dinámicos. En los primeros la herramienta se hince a presión, medida en la superficie con un gato apropiado; en los segundos el hincado se logra a golpes dados con un peso que cae.

En la prueba dinámica puede usarse un penetrómetro del tipo c) de la fig. A-8, atornillado al extremo de la tubería de perforación, que se golpea en su parte superior de un modo análogo al descrito para la prueba de penetración estándar. Es normal

usar para esta labor un peso de 63.5 Kg, con 76 cm de altura de caída, o sea la misma energía para la penetración usada en la prueba estándar. También ahora se cuentan los golpes para 30 cm de penetración de la herramienta.

FIG. A-8. Penetrómetros cónicos
 a) Tipo Danés
 b) Tipo Holandés
 c) Tipo para ensayo dinámico
 d) Tipo de inyección

Desgraciadamente para este tipo de prueba no existen las correlaciones mencionadas en el caso de la prueba estándar, por lo cual los resultados son de muy dudosa interpretación. Sin embargo, la prueba se ha usado frecuentemente por dos razones básicas: su economía y su rapidez, pues al no haber operaciones de muestreo, no existe la dilación de la prueba estándar para retirar la tubería de perforación y obtener la muestra, cada vez que se efectúe la prueba. Si la prueba se hace sin ademe existe gran fricción lateral sobre la tubería de perforación, pero si se pone ademe se pierden las ventajas de economía sobre la prueba estándar, por lo menos parcialmente.

Las observaciones que hasta ahora se han realizado parecen indicar que, en arenas, la prueba dinámica de cono da toscamente un número de golpes del orden del doble del que se obtendría en prueba estándar, a condición, desde luego, de que la energía aplicada al cono sea la correspondiente a la prueba estándar.

En arcillas, el uso de la penetración cónica dinámica adquiere caracteres aún más peligrosos potencialmente, al no existir correlaciones dignas de crédito, si se tiene en cuenta que la resistencia de esos materiales a las cargas estáticas a que estarán sujetos en la obra de que se trate, puede ser perfectamente mal cuantificada a partir de una prueba dinámica, en la que la arcilla puede exhibir unas características totalmente diferentes.

Las pruebas de penetración estática de conos pueden hacerse usando herramientas del tipo de las que aparecen en la fig. A-8.

En general, el cono se hince aplicando presión estática a la parte superior de la tubería de perforación con un gato hidráulico, empleando un marco fijo de carga que puede estar sujeto al ademe necesario para proteger la tubería de perforación de la presión lateral. La velocidad de penetración suele ser constante y del orden de 1 cm/seg. A veces se obtiene una gráfica de presión aplicada contra penetración lograda con esa presión, otras veces se anotan contra la profundidad los valores de la presión que haya sido necesaria para lograr una cierta penetración, por ejemplo 50 cm.

Tampoco se obtiene muestra de suelo con este procedimiento y ésta debe verse como una limitación importante. También se tiene el inconveniente de que no existen correlaciones de resistencia en prueba cónica estática con valores obtenidos por otros métodos de eficacia más confiable, en arcillas, existe el inconveniente adicional de que la resistencia de estos materiales depende mucho de la velocidad de aplicación de las cargas, según se indicó repetidamente, por lo que en la prueba pueden tenerse resultados no representativos de la realidad.

A veces se han usado en arenas penetrometros cónicos ayudados por presión de agua (fig. A-8.d), cuya función es suspender las arenas sobre el nivel de la penetración, para evitar el efecto de la sobrecarga

actuante sobre ese nivel, que de otra manera, dificultaría la penetración del cono.

A modo de resumen podría decirse que las pruebas de penetración cónica, estática o dinámica, son útiles en zonas cuya estratigrafía sea ya ampliamente conocida a priori y cuando se desee simplemente obtener información de sus características en un lugar específico; pero son pruebas de muy problemática interpretación en lugares no explorados a fondo previamente. La prueba de penetración estándar debe estimarse preferible en todos los casos en que su realización sea posible.

f) Perforaciones en boleos y gravas

Con frecuencia es necesario atravesar durante las perforaciones estratos de boleos o gravas que presentan grandes dificultades para ser perforados con las herramientas hasta aquí descritas. En estos casos se hace necesario el empleo de herramental más pesado, del tipo de barretones con taladros de acero duro, que se suspenden y dejan caer sobre el estrato en cuestión, manejándolos con cables. En ocasiones se ha recurrido inclusive al uso localizado de explosivos para romper la resistencia de un obstáculo que aparezca en el sondeo.

A-4. Métodos de sondeo definitivo

Se incluyen aquí los métodos de muestreo que tienen por objeto rendir muestras inalteradas en suelos, apropiados para pruebas de compresibilidad y resistencia y muestras de roca, que no pueden obtenerse por los métodos mencionados hasta este momento. En ocasiones, cuando estas muestras no se requieran, los procedimientos estudiados en la Sección A-3, especialmente los que rinden muestras representativas, pueden llegar a considerarse como definitivos, en el sentido de no ser necesaria exploración posterior para recabar las características del suelo; sin embargo, cuando la clasificación del suelo permita pensar en la posibilidad de la existencia de problemas referentes a asentamientos o a falta de la adecuada resistencia al esfuerzo cortante en los suelos, se hará necesario recurrir a los métodos que ahora se exponen.

a) Pozos a cielo abierto con muestreo inalterado

Este método de exploración ya ha sido descrito en la Sección A-3 por lo que no se considera necesario describirlo nuevamente. Sin embargo, es conveniente insistir en el hecho de que cuando es factible, debe considerarse el mejor de todos los métodos de exploración a disposición del ingeniero para obtener muestras inalteradas y datos adicionales que permitan un mejor proyecto y construcción de una obra.

b) Muestreo con tubos de pared delgada

Desde luego de ningún modo y bajo ninguna circunstancia puede obtenerse una muestra de suelo que pueda ser rigurosamente considerada como inalterada. En efecto, siempre será necesario extraer al suelo de un lugar con alguna herramienta que inevitablemente alterará las condiciones de esfuerzo en su vecindad, además, una vez la muestra dentro del muestreador no se ha encontrado hasta hoy y es dudoso que jamás llegue a encontrarse, un método que proporcione a la muestra, sobre todo en sus caras superior e inferior, los mismos esfuerzos que tenía "in situ". Aparte de esto, la remoción de la muestra del muestreador al llegar al laboratorio produce inevitablemente otro cambio en los esfuerzos, pues la fase líquida deberá trabajar a tensión y la fase sólida a compresión en la medida necesaria para que se impida la expansión de la muestra, originalmente confinada en el suelo y ahora libre. La alteración producida por esta extracción es un factor importante aún y cuando se recurra al procedimiento de cortar longitudinalmente al muestreador para evitar el efecto de la fricción lateral, si bien con este procedimiento más costoso se atenúa la alteración. Por lo anterior, cuando en Mecánica de Suelos se habla de muestras "inalteradas" se debe entender en realidad un tipo de muestra obtenida por cierto procedimiento que trata de hacer mínimos los cambios en las condiciones de la muestra "in situ", sin interpretar la palabra en su sentido literal.

Se debe a M. J. Hvorslev⁵ un estudio exhaustivo moderno que condujo a procedimientos de muestreo con tubos de pared delgada que, por lo menos en suelos cohesivos, se usan actualmente en forma prácticamente única. Muestreadores de tal tipo existen en muchos modelos y es frecuente que cada institución especializada desarrolle el suyo propio. El grado de perturbación que produce el muestreador depende principalmente, según el propio Hvorslev puso de manifiesto, del procedimiento usado para su hincado; las experiencias han comprobado que si se desea un grado de alteración mínimo aceptable, ese hincado debe efectuarse ejerciendo presión continuada y nunca a golpes ni con algún otro método dinámico. Hincado el tubo a presión, a velocidad constante y para un cierto diámetro de tubo, el grado de alteración parece depender esencialmente de la llamada "relación de áreas".

$$A_r(\%) = 100 \frac{D_e^2 - D_i^2}{D_e^2} \quad (A-11)$$

donde D_e es el diámetro exterior del tubo y D_i el interior. La expresión anterior equivale a la relación entre el área de la corona sólida del tubo y el área exterior del mismo. Dicha relación no debe ser ma-

por de 10% en muestreadores de 5 cm (2 pulgadas) de diámetro interior, hoy de escaso uso por requerirse en general muestras de mayor diámetro y, aunque en muestreadores de mayor diámetro pueden admitirse valores algo mayores, no existen motivos prácticos que impidan satisfacer fácilmente el primer valor.

En la fig. A-9a aparece uno de los tipos más comunes de muestreador de pared delgada; en la parte b de dicha figura se muestra un tipo más elaborado de muestreador de pistón, que tiene por objeto eliminar o casi eliminar la tarea de limpiar el fondo del pozo previa al muestreo, necesaria en los muestreadores abiertos; al hincar el muestreador con el pistón en su posición inferior, puede llevarse al nivel deseado sin que el suelo alterado de niveles más altos en el fondo del pozo entre en él: una vez en el nivel de muestreo, el pistón se eleva hasta la parte superior y el muestreador se hince libremente (pistón retráctil) o bien fijado el pistón en el nivel de muestreo por un mecanismo accionado desde la superficie, se hince el muestreador relativamente al pistón hasta que se llena de suelo (pistón fijo). En la Fig. A-9.c se muestra un esquema de un dispositivo aplicador de presiones de lineado que puede usarse cuando no se disponga de una máquina perforadora que aplique la presión mecánicamente; un procedimiento alternativo al mostrado en la figura, será cargar la varilla de perforación con peso muerto utilizando gatos hidráulicos.

En ocasiones y en suelos muy blandos y con alto contenido de agua, los muestreadores de pared delgada no logran extraer la muestra, sabiendo sin ella a la superficie; esto tiende a evitarse hincando el muestreador lentamente y, una vez lleno de suelo, dejándolo en reposo un cierto tiempo antes de proceder a la extracción. Al dejarlo en reposo la adherencia entre el suelo y muestreador crece con el tiempo, pues la arcilla remoldada de la superficie de la muestra expulsa agua hacia el interior de la misma aumentando, por lo tanto, su resistencia y adherencia con el muestreador.

En arenas, especialmente en las situadas bajo el nivel freático se tiene la misma dificultad, la cual hace necesario recurrir a procedimientos especiales y costosos para darle al material una "cohesión" que le permita conservar su estructura y adherirse al muestreador. La inyección de emulsiones asfálticas o el congelamiento de la zona de muestreo son métodos que se han usado algunas veces en el pasado. Afortunadamente el problema no es de vital importancia en la práctica de la Mecánica de Suelos dado que la prueba estándar de penetración, al informar sobre la compacidad de los mantos arenosos, proporciona el dato más útil y generalmente en forma suficientemente aproximada, de las características de los mismos.

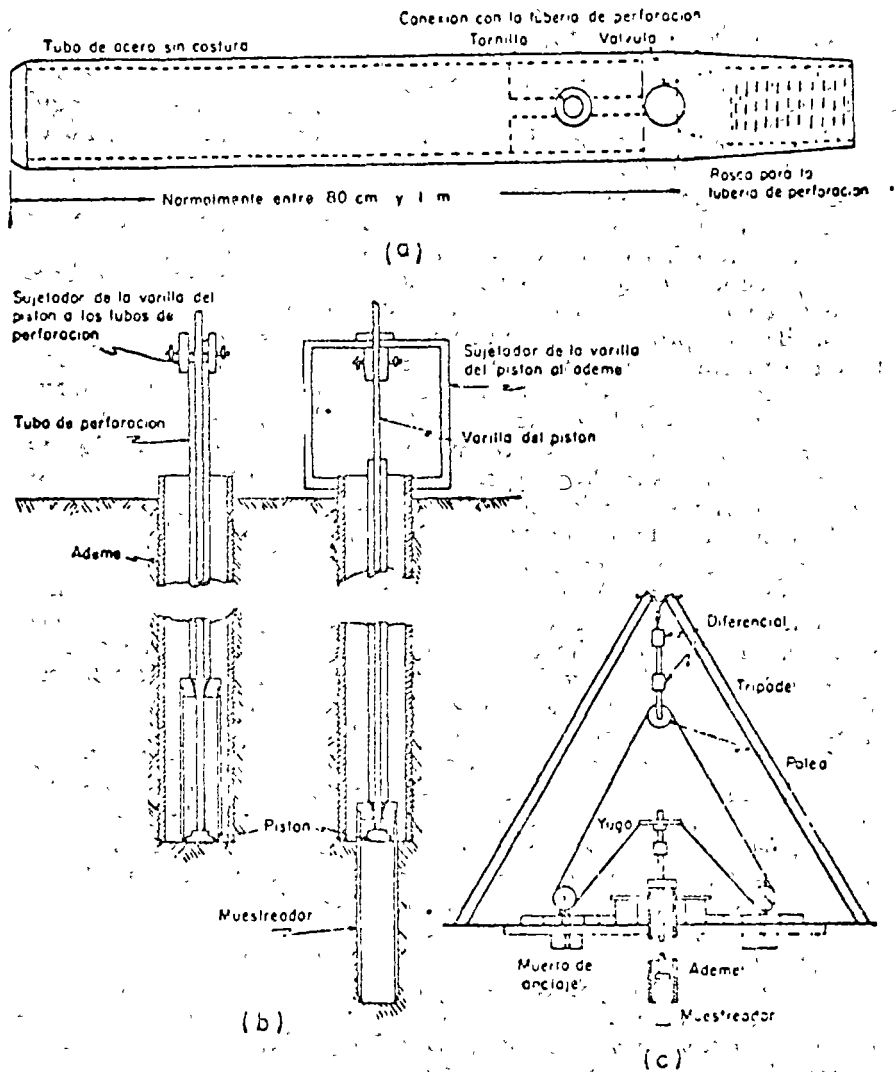


FIG. A-9. Muestreadores de tubo de pared delgada
 a) Tipo Shelby
 b) De pistón
 c) Dispositivo de hincado por presión de un diferencial

c) Métodos rotatorios para roca

Cuando un sondeo alcanza una capa de roca más o menos firme, o cuando en el curso de la perforación las herramientas hasta aquí descritas tropiezan con un bloque grande de naturaleza rocosa, no es posible lograr penetración con los métodos estudiados y ha de recurrirse a un procedimiento diferente.

En realidad, se mencionó que capas de bolco o grava pueden ser atravesadas con barretones o herramientas pesadas similares, manejadas a percusión. Pero estos métodos no suelen dar un resultado conveniente en roca más o menos sana y además tienen el inconveniente básico de no proporcionar muestras de los materiales explorados. Cuando un gran bloque o un estrato rocoso aparezcan en la perforación se hace indispensable recurrir al empleo de máquinas perforadoras a rotación, con broca de diamantes o del tipo cáliz.

En las primeras, en el extremo de la tubería de perforación va colocado un muestreador especial, llamado de "corazón", en cuyo extremo inferior se acopla una broca de acero duro con incrustaciones de diamante industrial, que facilitan la perforación.

En las segundas, los muestreadores son de acero duro y la penetración se facilita por medio de municiones de acero que se echan a través de la tubería hueca hasta la perforación y que actúan como abrasivo. En roca muy fracturada puede existir el peligro de que las municiones se pierdan. Perforadoras tipo cáliz se han construido con diámetros muy grandes, hasta para hacer perforaciones de 3 m; en estos casos, la máquina penetra en el suelo con la misma broca.

La colocación de los diamantes en las brocas depende del tipo de roca a atacar. En rocas duras es recomendable usar brocas con diamantes tanto en la corona como el interior para reducir el diámetro de la muestra, y en el exterior para agrandar la perforación y permitir el paso del muestreador con facilidad. En rocas medianamente duras suele resultar suficiente emplear brocas con inserciones de carburo de tungsteno en la corona. En rocas suaves, del tipo de lutitas, pizarras, etc., basta usar broca de acero duro en diente de sierra.

En la Fig. A-10 aparece un esquema de una máquina perforadora (que, incidentalmente, puede usarse también para el hinchado a presión de muestreadores de tubo de pared delgada), dos muestreadores de corazón comunes y algunos tipos de brocas.

Las velocidades de rotación son variables, de acuerdo con el tipo de roca a atacar. En todos los casos, a causa del calor desarrollado por las grandes fricciones producidas por la operación de muestreo, se hace indispensable inyectar agua fría de modo continuo, por medio de una bomba situada en la superficie. También se hace necesario ejercer presión vertical sobre la broca, a fin de facilitar su penetración. El

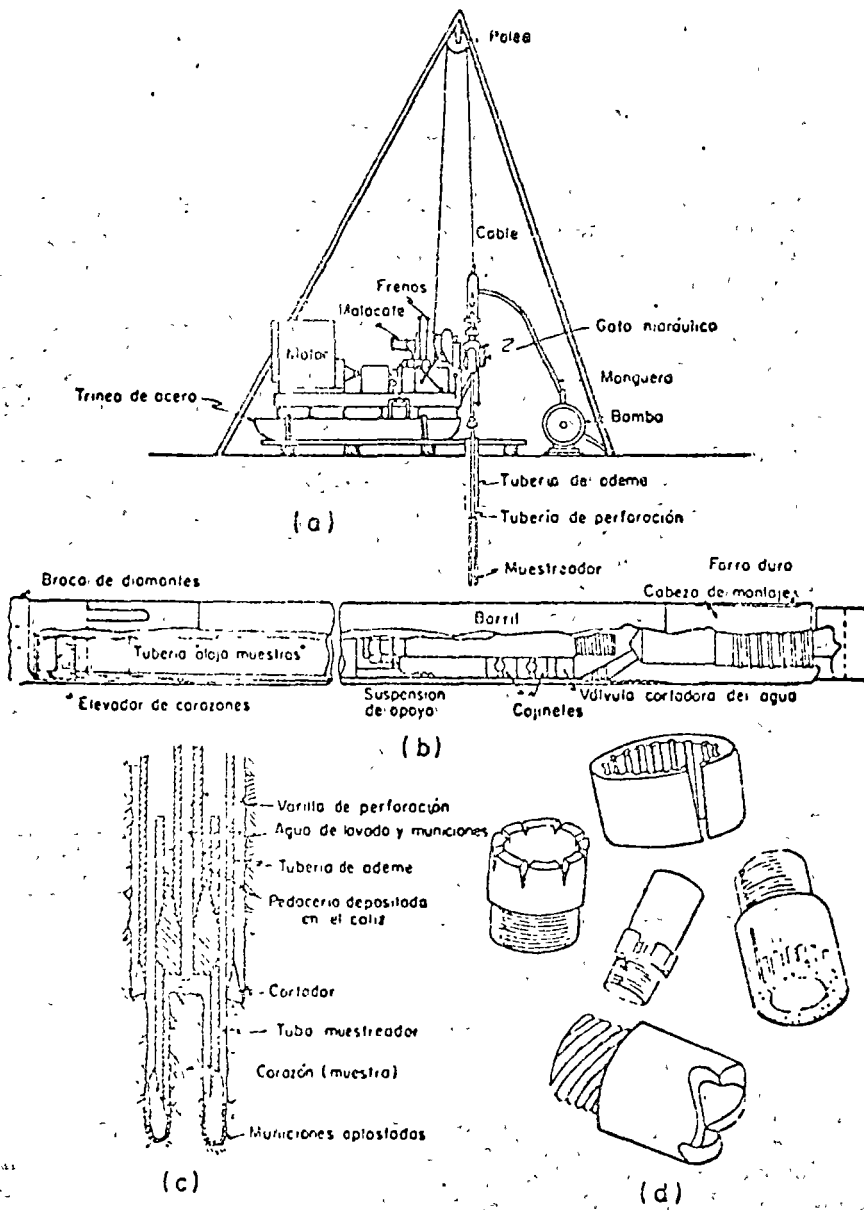


FIG. A-10. Equipo para muestreo en roca
 a) Máquina perforadora
 b) Muestreador para broca de diamante
 c) Muestreador tipo cáliz
 d) Algunos tipos de brocas

éxito de una maniobra de perforación rotatoria depende fundamentalmente del balance de esos tres factores principales, velocidad de rotación, presión de agua y presión sobre la broca, respecto al tipo de roca explorado.

Una vez que el muestreador ha penetrado toda su carrera es preciso desprender la muestra de roca (corazón), que ha ido penetrando en su interior, de la roca matriz. Para ello se han desarrollado diversos métodos técnicos. Por ejemplo, suele resultar apropiado el interrumpir la inyección del agua, lo que hace que el espacio entre la roca y la parte inferior de la muestra se llene de fragmentos de roca, produciendo un empaque apropiado; otras veces un aumento rápido de la velocidad de rotación produce el efecto deseado. Cuando las muestras de roca son muy largas puede introducirse un muestreador especial que reemplace al usado en la perforación; tal muestreador está provisto de aditamentos para cortar y retener la muestra. Desgraciadamente, con cierta frecuencia ninguno de estos métodos rinde el resultado apetecido y la muestra no es extraída.

El equipo de perforación rotatorio trabaja usualmente en cuatro diámetros y en la Tabla A-2 aparecen sus dimensiones usuales y sus nombres típicos.

TABLA a.2

Broca	Diámetro exterior del ademe		Diámetro exterior de la broca		Diámetro interior de la broca	
	mm	pulg	mm	pulg	mm	pulg
—						
Ex	46	1 $\frac{1}{8}$	37.5	1 $\frac{1}{2}$	20.5	$\frac{3}{4}$
Ax	57	2 $\frac{1}{4}$	47.5	1 $\frac{7}{8}$	20.5	$\frac{3}{4}$
Bx	73	2 $\frac{7}{8}$	51.5	2 $\frac{1}{2}$	42	1 $\frac{3}{4}$
Nx	89	3 $\frac{1}{2}$	75.5	2 $\frac{3}{4}$	55	2 $\frac{1}{2}$

Probablemente las tuberías Ax y Bx son las más usadas.

Las máquinas perforadoras suelen poder variar su velocidad de rotación en intervalos muy amplios (frecuentemente de 40 a 1,000 rpm) y pueden ser de avance mecánico o hidráulico. En las primeras, la máquina gira a velocidad uniforme y las variaciones se logran con un juego de engranaje adicional; en las segundas, muy preferibles, la propia máquina puede variar su velocidad.

D Métodos de exploración indirecta. Métodos geofísicos.

Cada día es mayor el uso que se hace de los métodos geofísicos en el campo de las exploraciones ingenieriles en general y de las vías terrestres en particular. En estas últimas, tales métodos de exploración pueden rendir excelentes frutos por su capacidad para explorar grandes extensiones a un costo relativamente bajo y con una precisión que con mucha frecuencia resulta suficiente.

La Geofísica (Ref. 53) es una ciencia que generalmente permite relacionar parámetros físicos del subsuelo puestos en evidencia por la geología superficial o no, y establecer las características geológicas del espesor estudiado; a veces permite explicar y comprobar algunas teorías sobre la constitución del globo terrestre.

Un fenómeno que se pueda medir en la superficie y que se correlacione de una manera u otra con la estructura subterránea puede ser la base de un método geofísico de prospección.

Los métodos que más se utilizan en la actualidad son los siguientes:

— Magnético

— Gravimétrico

— Radiactivo

— Geotérmico

— Sísmico

— Eléctrico

De estos métodos, los dos últimos son, los mucho más usados en las tecnologías conectadas con el proyecto y la construcción de vías terrestres. A continuación se reseñan brevemente los métodos citados, enfatizando un poco más en los dos últimos. El lector de esta obra encontrará más detalles en las Refs. 17, 48, 49 y 53, cuyas listas de referencias y bibliografía le proporcionarán el material suficiente para un estudio especializado.

Método magnético. Es el más antiguo de todos los métodos geofísicos. Consiste en determinar el valor del campo magnético terrestre en diferentes puntos, correlacionándolo con las formaciones geológicas

Tabla III-4
Muestreo en Suelos

Etapas de la exploración	Tipo de prueba que se puede realizar	Tipo de muestra	Cantidad o tamaño de la muestra
Reconocimiento Exploratorio	Clasificación visual Contenido de agua Límites de plasticidad	Representativa	Muestras de postrodadora, barrenos o de penetrómetros. También de pozo a cielo abierto o zanja.
Exploración detallada	Límites de plasticidad Análisis granulométrico Peso específico relativo.	Representativa	Alrededor de 1 dm ³ Alrededor de 50 kg Alrededor de 1 dm ³
Pruebas menores	Contenido de agua Peso específico	Representativa, bien sellada	Suelen ser adecuadas muestras de 5 cm de diámetro, pero se usan con frecuencia algo mayores. En pozos a cielo abierto suelen extraerse muestras del orden de 30 cm de lado.
	Compresión simple Prueba directa de esfuerzo constante	Inalterada	Para pruebas de esfuerzo cortante es deseable muestra de 10 cm de diámetro.
Exploración detallada	Permeabilidad Consolidación Compresión triaxial	Inalterada	Ocasionalmente muestras de 5 cm de diámetro, pero resultan más convenientes las de 10 y aun 15 cm de diámetro.
Pruebas mayores	Compresión múltiple; pruebas directas; pruebas especiales de esfuerzo constante	Inalterada	Muestras de 10 cm de diámetro como mínimo; preferentemente de 15 cm de diámetro. En pozos a cielo abierto muestras cúbicas de 30 ó 40 cm de lado.

Materiales de construcción	Exploración	Análisis granulométrico Compactación y valor relativo de soporte Compresión triaxial Pruebas en agregados para concreto	Representativa natural o fabricada en laboratorio, de modo que sea representativa	50 a 100 kg como mínimo, pero a veces la serie completa de pruebas sobre un mismo material requiere 250 kg.
	Control de calidad	Peso específico seco Contenido de agua Valor relativo de soporte Compresión triaxial	Inalterada	Muestras de 5 a 10 cm de diámetro. En pozos de cielo abierto, muestras cúbicas de 30 cm de lado por lo menos. Muestras procedentes del molle VRS.
Agua	—	Análisis químico Análisis bacteriológico	Representativa	10 lt.
Corazones de roca	—	Inspección visual Pruebas mineralógicas Compresión, esfuerzo constante, porosidad, permeabilidad al aire	Inalterada	Muestras de 2.2 cm a 2.9 cm (1/8" y 1/1/8", barras LX y AX, respectivamente). Preferible de 4.13 cm a 5.40 cm (1-5/8" a 2-1/8", barras B, y NX, respectivamente). En roca suave o muy fracturada conviene llegar a muestra hasta 15 cm de diámetro.

que ejerzan influencia local. Únicamente rinde buenos frutos en exploraciones a gran escala, muy superior a la que rige en el campo de las vías terrestres.

Método gravimétrico. La prospección gravimétrica ha sido muy utilizada en todo el mundo para investigaciones petrolíferas, con el fin de localizar anomalías que afectan a estructuras profundas. Sólo en épocas relativamente recientes se ha utilizado para estudios de prospección más superficial.

El método tiene por meta la determinación de la distribución de los contrastes de densidades en el subsuelo. Desde este punto de vista puede aplicarse sobre todo para detectar la presencia de cavidades naturales, debidas a la disolución de rocas yesíferas o calcáreas, o de cavidades artificiales tales como minas de arena, pozos, galerías, canalizaciones, etc., pues en ambos casos se detectan cambios en la aceleración del campo gravitacional terrestre dentro de la zona explorada. Valores de dicha aceleración ligeramente más altos que el normal de la zona indicarían la presencia de masas densas de roca; lo contrario sería indicación de la presencia de masas ligeras o cavernas y oquedades.

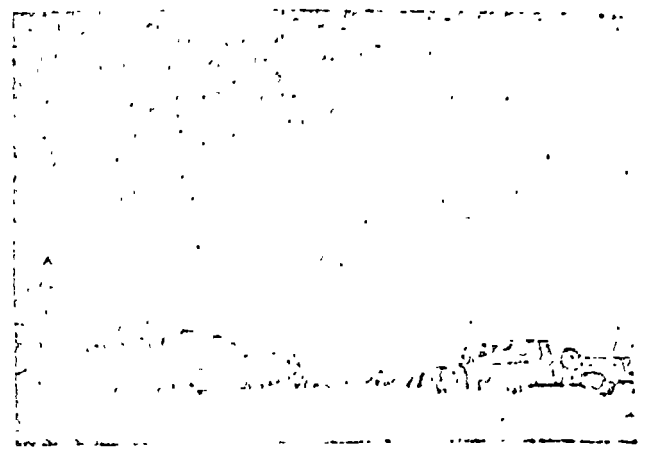
En la actualidad afirman los especialistas del ramo que la precisión de los aparatos disponibles permite descubrir la existencia de fallas, grietas y fisuras importantes o rellenos de materiales recientes en hondonadas antiguas. Persiste sin embargo la dificultad interpretativa para situar las anomalías en profundidad.

No existe todavía experiencia suficiente en la aplicación de este método al campo de las vías terrestres, pero es indudable que el desarrollo de aparatos medidores de alta precisión lo hace hoy mucho más atractivo de lo que fue en el pasado y seguramente justifica su aplicación, por lo menos en vía experimental. Por el momento el costo de aplicación del método es alto.

Método radiactivo. Consiste en registrar la radiación que llega a la atmósfera procedente de las formaciones del subsuelo. De la diferencia acusada en estas radiaciones puede inferirse la naturaleza y ciertas características de las formaciones geológicas del perfil de suelos local. Las rocas ricas en materia activa emiten mucha radiación; las fuentes radiactivas cobben sus propiedades en gran parte a la erosión del granito y otras rocas magnéticas por los agentes atmosféricos. Actualmente están en ensayo métodos de prospección superficial, basados en emitir cierta radiación sobre el terreno (hasta unos 2 m de profundidad) y recibir la reflexión de la emisión.

Método geotérmico. Está basado en la medida de la temperatura del subsuelo a diferentes profundidades. Utiliza el concepto de gradiente geotérmico. En aplicaciones superficiales, ha servido sobre todo para la detección de venenos de agua, cavernas y fracturas, pero por el momento su utilización en medidas a poca profundidad es antieconómica.

Método sísmico. El método se basa en las diferencias de velocidad de propagación de las ondas

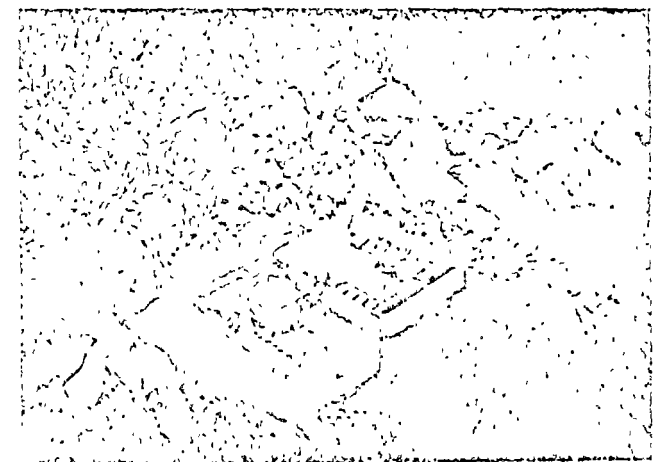


Desarrollo de un estudio geosísmico.

elásticas en medios de constitución diferente. Por lo general los diferentes minerales tienen densidades y pesos específicos bastante parecidos; en cambio, los módulos elásticos son muy distintos; la velocidad de propagación de las ondas elásticas depende mucho del módulo de elasticidad y se correlacionan con él en forma bastante confiable, por lo que las medidas de propagación pueden poner en evidencia cambios en la naturaleza de los materiales y estratificaciones.

En las aplicaciones del método sísmico se provocan las ondas elásticas por medios artificiales, tales como impactos o explosiones. Las vibraciones que transmite el suelo se recogen en aparatos sensibles capaces de registrarlas e inscribirlas, llamados sismógrafos o geófonos. Si se colocan varios de éstos a diferentes distancias de la perturbación se podrán medir los distintos tiempos de llegada, los geófonos están separados a distancias que oscilan entre 15 y 30 m y como en estas distancias cortas la velocidad puede suponerse constante, las curvas tiempo de llegada-distancia de los geófonos al centro de perturbación, serán líneas rectas.

El método sísmico se aplica de dos maneras distintas, por reflexión o por refracción.



Registrador utilizado en el método sísmico por reflexión.

El método sísmico por reflexión mide el tiempo que invierte una onda en hacer el trayecto entre el origen de las oscilaciones y el geófono, después de reflejarse en una superficie de contacto entre dos formaciones de naturaleza distinta. El procedimiento, muy sencillo en teoría, requiere de aparatos muy complicados y de la ubicación del centro de perturbación a cierta profundidad. La complejidad de los aparatos se debe a la necesidad de registrar la onda de regreso cuando la superficie del suelo aún está en movimiento. El método sísmico por reflexión figura entre los que rinden resultados más precisos, por lo que es muy utilizado en prospección petrolífera, pero por su complicación se usa muy poco para resolver problemas de ingeniería civil.

El método sísmico por refracción se basa en el hecho de que una onda elástica que atraviesa una frontera entre materiales diferentes se refracta hacia el plano de dicha frontera cuando entra a un material que transmite la onda con velocidad mayor que la que tenía en el medio original, y se refracta hacia un plano perpendicular a la frontera cuando la velocidad de propagación es menor en el material a que entra que la que tenía en el medio por el que se venía propagando. Los geófonos se colocan a distancias variables del punto de explosión, generalmen-

te alineados respecto a dicho punto. La distancia desde el punto de explosión hasta el geófono más alejado debe ser de 3 a 12 veces la profundidad que se desea explorar. En la Fig. III-16 se muestra esquemáticamente la disposición de los geófonos sobre un perfil en estudio y el tipo de gráfica que se obtiene y ha de interpretarse.

Sólo se utiliza el tiempo en que llega a cada geófono el impulso inicial. Una gráfica como la de la Fig. III-16.a se obtiene si los estratos sucesivamente más profundos transmiten ondas con velocidades crecientes. Los geófonos más próximos a la explosión reciben ondas transmitidas sólo a través de la capa de cobertura superficial; los intermedios las reciben refractadas a través de la frontera superior de la arcilla y devueltas a la superficie, en tanto que los geófonos más alejados reciben ondas que se han refractado en la frontera inferior de la arcilla con la roca. Por la curva de la Fig. III-16.a se pueden deducir las velocidades en cada estrato, a partir de las cuales pueden determinarse las profundidades a que aparecen las distintas fronteras.

Nótese que el método de refracción sísmica sólo se puede usar cuando la velocidad de propagación de las ondas va creciendo en los estratos sucesivamente más profundos; no puede determinarse la presencia

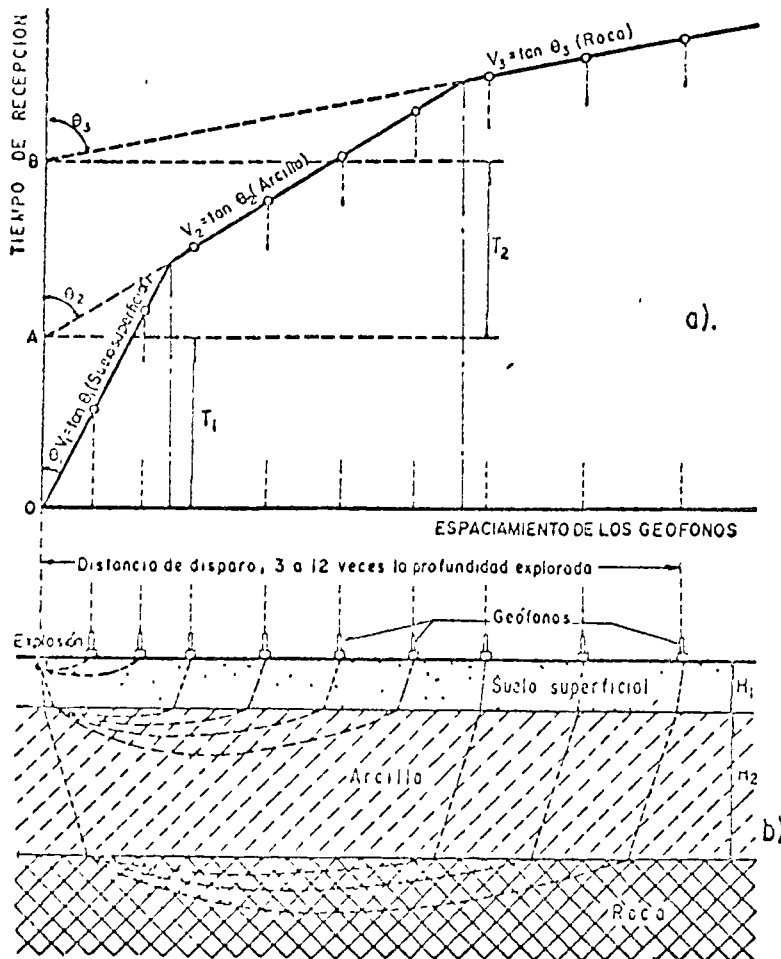


Figura III-16. Método sísmico por refracción.

Tabla III-5
Velocidad de propagación de ondas elásticas en suelos y rocas.

Material	Condición	Velocidad (km/seg)	Arabilidad
SUELOS			
Limos y arenas	Compactos	04-07	Arable
	Sueltos	02-04	Arable
Arcillas	Dura	06-10	Arable
	Blanda	02-03	Arable
Boleros y gravas	---	02-04	Arable
ROCAS IGNEAS			
Granito	Sano	45-60	Explosivos
	Poco fracturado	15-15	Explosivos
	Muy fracturado	07-18	Explosivos
	Alterado	04-10	Explosivos o Intermedio
Rioida y andesita	Poco fracturadas	38-50	Explosivos
	Muy fracturadas	15-38	Explosivos
	Alteradas	09-15	Arable
Basaltos	Sanos	50-60	Explosivos
	Poco fracturados	14-50	Explosivos
	Muy fracturados	07-14	Explosivos
	Alterados	05-07	Intermedio o arable
Tobas	Sanas	11-18	Intermedio
	Poco fracturadas	12-16	Intermedio
	Muy fracturadas	04-12	Arable
	Alteradas	03-07	Arable
ROCAS SEDIMENTARIAS Y METAMORFICAS			
Calizas	---	15-40	Explosivos
Arcuosa	---	06-25	Arable hasta 08 km/s aproximadamente; después requiere explosivos
Alomeraos	---	02-09	Arable
Conglomerados	---	10-30	Generalmente explosivos
Luvia	Dura	12-40	Explosivo.
	Blanda	06-14	Arable

de un estrato en que las ondas se propaguen a menor velocidad que en los suprayacentes. A veces se presentan complicaciones en depósitos sueltos en los que la velocidad de transmisión aumenta gradualmente con la profundidad; la trayectoria de los primeros impulsos y las gráficas tiempo-distancia son entonces curvas, lo que dificulta determinar las velocidades de propagación y los espesores de los estratos no uniformes. En estratos inclinados únicamente se pueden determinar espesores promedio, que pueden adivinarse invirtiendo las posiciones de los geófonos y del punto de explosión. En la tabla III-5 se muestra una carta en la que aparecen los rangos de velocidad de propagación de ondas elásticas que corresponden a diferentes tipos de suelos y rocas.

También se señalan en la tabla las características de arabilidad que en principio pueden atribuirse a los materiales, si bien con muchas reservas, pues resulta muy difícil estimar las condiciones de detalle del estado de las formaciones a partir de la velocidad de propagación de ondas elásticas únicamente; en este sentido existen en la literatura práctica varios intentos, algunos más detallados que el que aquí se presenta, todos los cuales han de aplicarse en la práctica con mucho juicio y experiencia. La arabilidad se especifica con base en tres palabras. El término "arable" significa que el material puede atacarse únicamente con pala mecánica, arado, escarpeo harada por tractor, etc. El término "intermedio" se refiere a aquellos casos en que se hace un uso limitado de explosivos, sea con fines de romper o alinear una capa que después resulta arable o para disgregar fragmentos de tamaño demasiado grande. La palabra "explosivos" se aplica en aquellos casos en que el material ha de obtenerse por dicho medio.



Desarrollo de un estudio geoelectrico.

En las aplicaciones a las vías terrestres puede decirse en términos generales que velocidades abajo de 800 m/seg corresponden a materiales arables y que las superiores a 1500 m/seg señalan la necesidad de usar explosivos. Los valores entre esos límites corresponden a los casos "intermedios" de que se ha hablado y son los más difíciles de definir en la práctica, pues a una velocidad de 1000 m/seg por ejemplo, puede corresponder un material arable, si se trata de una estructura granular muy disuelta, o pueden requerirse métodos de ataque más elaborados, si se trata de un granito muy fracturado, por ejemplo.

Método eléctrico. El método eléctrico está basado en las diferencias de conductividad eléctrica que presentan los materiales en el subsuelo, las cuales son bastante fielmente correlacionables con otras características geológicas y mecánicas. La resistividad

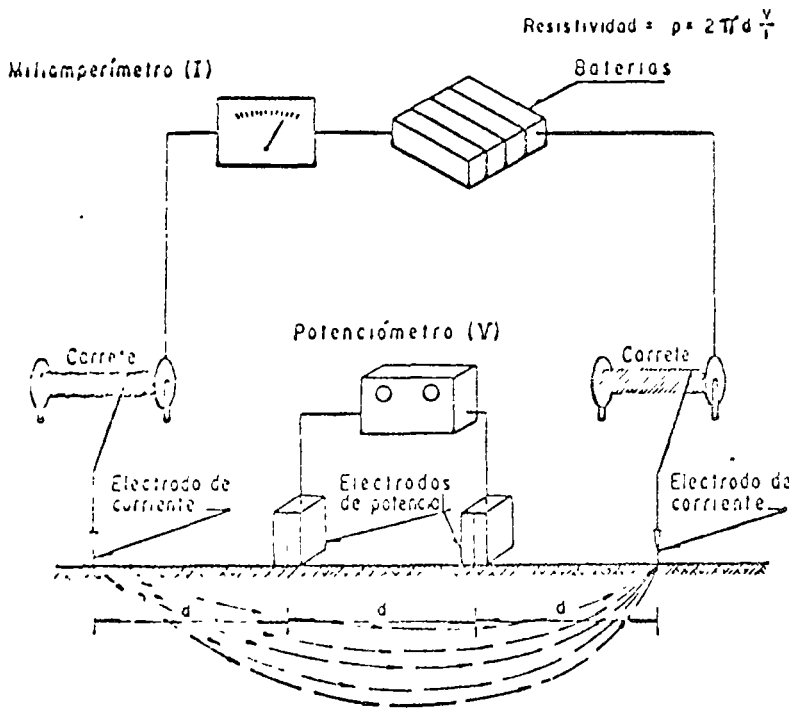


Figura III-17. Esquema del dispositivo para exploración geofísica por el método de resistividad eléctrica.

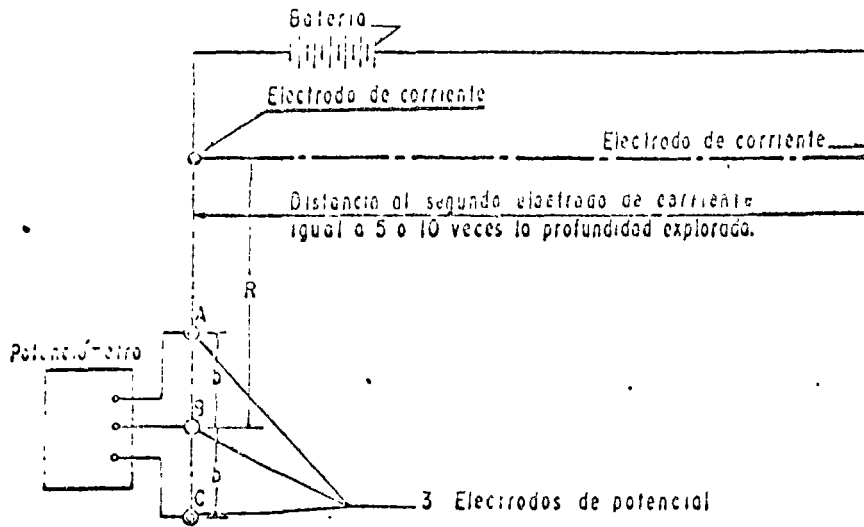


Figura III-18. Método eléctrico de la caída de potencial (Ref. 46).

TABLA III-6
Resistividades eléctricas de los suelos y rocas más comunes

Resistividad; ρ , en oh.m.

ROCAS Y FLUIDOS	10^{-1}	1	10	10^2	10^3	10^4	10^5	10^6
Arcillas	-----		-----					
Arenas secas			-----					
Arenas saturadas de agua dulce			-----					
Arenas saturadas de agua salobre		-----						
Arenas saturadas de agua salada	-----							
Lodo de perforación		-----						
Agua potable			-----					
Peñones, gravas y arenas secas				-----				
Peñones, gravas y arenas saturadas				-----				
Micasquistos graniticos			-----					
Micasquistos cuarcíticos o calcáreos			-----		-----			
Areniscas macizas			-----					
Areniscas porosas		-----						
Caliza maciza				-----		-----		
Caliza porosa		-----						
Granito macizo				-----		-----		
Granito meteorizado				-----				
Onix macizo					-----			
Lutitas			-----					
Anhidrita						-----		
Gel						-----		

[Según M. Méndez Arocha]

de las rocas ígneas sanas es mucho mayor que la de los suelos saturados sueltos; sin embargo, algunos depósitos sedimentarios secos pueden tener resistividades bastante altas. En general, la resistividad depende principalmente de la cantidad y salinidad del agua contenida en el subsuelo y, en menor grado, de la composición mineralógica de los suelos y de las rocas.

Existen dos variantes principales de los métodos geofísicos eléctricos, el de resistividad propiamente dicho y el de caída de potencial.

El método de resistividad consiste en producir un campo eléctrico en el terreno por medio de dos electrodos de corriente (Fig. III-17).

Midiendo la corriente y la diferencia de tensión entre dos electrodos de potencial puede medirse la resistividad en un punto situado entre los electrodos de potencial y a una profundidad igual a la distancia entre éstos. Si se dibuja la resistividad contra el espaciamiento entre los electrodos de potencial pueden adquirirse indicaciones preliminares sobre la naturaleza del subsuelo; la evaluación detallada de aquélla es mucho más complicada y ha de ser realizada por especialistas en la aplicación del método. En el diagrama simple que se ha mencionado, aparecen generalmente cambios bruscos en la curvatura cuando el espaciamiento entre los electrodos alcanza un valor igual a la profundidad en que exista un depósito con resistividad diferente de la del material suprayacente.

En el método de la caída de potencial se colocan los electrodos de corriente muy alejados (5 ó 10 veces la profundidad que se desea explorar) y se hacen las medidas cerca de uno de tales electrodos. En la Fig. III-18 se muestra esquemáticamente el dispositivo necesario.

Se usan tres electrodos de potencial alineados con el electrodos de corriente y se mide la caída de potencial entre A-B y B-C. La distancia R se va variando, en tanto se mantiene constante el valor b, espaciamiento entre los electrodos de potencial, generalmente, del orden de R/3.

Se dibuja la relación entre las caídas de potencial medidas y el valor de R; un cambio brusco de curvatura en ese diagrama indica la presencia de un suelo cuya resistividad difiere del suprayacente; naturalmente que los resultados han de ser interpretados por un especialista.

Este método da indicaciones bastante aceptables sobre estratos inclinados y, en ciertos casos, es más preciso que el de resistividad eléctrica, pero produce información menos diferenciada en casos de estratificación horizontal, que es la más frecuente, de tal manera que el método de resistividad suele preferirse para fines de ingeniería civil y exploración conectada con las vías terrestres.

En la tabla III-6 se presenta una relación de las resistividades que corresponden a los tipos más comunes de suelos y rocas.

Ninguno de los métodos geofísicos reseñados tan brevemente en lo que antecede puede utilizarse sólo

y en la gran mayoría de los casos todos ellos necesitan verificarse y correlacionarse con los resultados de exploración directa por medio de sondeos. Pero así, rinden un magnífico servicio, pues permiten cubrir grandes extensiones a costo relativamente bajo, modo tendría que hacerse.

ahorrando mucha exploración directa que de otro modo tendrían que hacerse.

En vías terrestres sus máximos servicios tienen lugar en túneles, grandes cortes y búsqueda de agua. Las propias características de los métodos geofísicos en uso señalan sus respectivos campos de aplicabilidad óptima. Puesto que la resistividad es muy sensible al agua contenida en los vacíos, este método sería muy apropiado para estudiar condiciones de porosidad o permeabilidad o para la búsqueda de agua. Las condiciones estructurales de una formación se describen mejor en relación al módulo elástico de deformación de la misma, obtenible por el método sísmico en función de las velocidades de propagación de las ondas longitudinales y transversales (Ref. 53), por lo que los métodos sísmicos son los más idóneos cuando se quieren conocer las condiciones mecánicas de las formaciones. El método sísmico y el eléctrico proporcionan con bastante precisión las fronteras entre diferentes estratos, si bien la exactitud del método eléctrico es superior, aparte de no tener este último los inconvenientes ya mencionados que aparecen cuando estratos blandos subyacen a estratos duros. Se ha dicho que el mejor método geofísico sería aquel que determinara las fronteras de estratificación por el método eléctrico y las características mecánicas de las formaciones por el método sísmico; naturalmente, en las aplicaciones a las vías terrestres y en aras de la sencillez y economía es común utilizar un solo método para cada estudio dado.

REFERENCIAS

1. Juárez Badillo, E. y Rico, A. *Mecánica de Suelos*. Tomo II Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos. Capítulo XI. Ediciones de la Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M. México, D. F., 1967.
2. Juárez Badillo, E. y Rico, A. *Mecánica de Suelos*. Tomo II. Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos. Capítulo II. Ediciones de la Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M. México, D. F., 1967.
3. Capper, P. L. y Cassie, W. F. *The Mechanics of Engineering Soils*. Capítulo 6. E. y F.N. Spon, 1960.
4. Rutledge, P. C. *Resultados de la investigación sobre compresión triaxial*. Publicación original de Waterways Experiment Station, traducida por R. J. Marsal y M. Mazari en Contribuciones de la Mecánica de Suelos al Diseño y Construcción de Puentes de Tierra. Secretaría de Recursos Hidráulicos, México, 1967.
5. Jurgenson, L. *The Application of Theories of Elasticity and Plasticity to Foundation Problems*. Contributions to Soils Mechanics. Boston Society of Civil Engineers, 1925-1940.
6. Gray, H. *Charts to Facilitate The Determination of Stresses under Loaded Areas*. Civil Engineering. Junio, 1948.

IDENTIFICACION DE SUELOS Y ROCAS.

As

Clasificación de suelos desde el punto de vista de las vías terrestres

II-1 GENERALIDADES

Dentro del campo particular de las vías terrestres, los suelos se presentan con una variedad y complejidad prácticamente infinitas. Así, cualquier intento de sistematización científica, acompañado de la correspondiente tendencia generalizadora, debe ir precedido por otro, en que se procure clasificar a los suelos del modo más completo posible.

De hecho, los sistemas de clasificación de suelos son tan antiguos como la propia Mecánica de Suelos, pero por el escaso conocimiento que se tenía sobre los suelos, los sistemas que aparecieron en un principio estaban basados en características poco relevantes (olor, color, textura, etc.) o muy difíciles de correlacionar con las fundamentales; estos sistemas están hoy superados y no conviene dedicarles ulterior atención.

La granulometría ofrece un medio sencillo y evidente para clasificar suelos. En verdad, basta dividir un suelo en sus fracciones granulométricas para tenerlo "clasificado", si previamente se conviene en dar una denominación particular a las distintas fracciones, según queden comprendidas en una determinada gama de tamaños. Los sistemas de clasificación granulométrica, tan populares en el pasado, tuvieron esa génesis tan simple, y los términos grava, arena, limo y arcilla aún tienen para muchos ingenieros un significado relacionado únicamente con el tamaño de las partículas constitutivas de esos suelos o fracciones.¹

Es evidente que un sistema de clasificación de suelos debe agruparlos de acuerdo con sus propiedades mecánicas básicas, por ser éstas lo que interesa para las aplicaciones ingenieriles. A la vez, el criterio clasificador ha de ser preponderantemente de naturaleza cualitativa, puesto que un sistema que incluyera relaciones cuantitativas resultaría excesiva-

mente engorroso y complicado. Probablemente, lo menos que puede esperar un técnico de un sistema de clasificación es que sirva para normar su criterio respecto al suelo en cuestión, antes de que adquiera conocimientos más profundos y extensos de las propiedades del mismo; así, al usar el sistema será posible, entre otras cosas, obtener criterios para saber en qué direcciones es conveniente profundizar la investigación.

A pesar de su sencillez, los criterios de clasificación puramente granulométricos resultan hoy poco apropiados, porque la correlación de la distribución granulométrica con las propiedades fundamentales (resistencia, compresibilidad, relaciones esfuerzo-deformación, permeabilidad, etc.) resulta demasiado insegura y sujeta a excepciones y casos especiales.

Apenas hay duda de que en el momento presente el sistema más efectivo de clasificación de suelos es el propuesto por A. Casagrande (Ref 1) y conocido con el nombre de Sistema Unificado de Clasificación de Suelos. En la Ref 2 puede verse una descripción detallada de tal sistema y del trabajo experimental que condujo a A. Casagrande a su formulación.

El sistema clasifica a los suelos finos principalmente con base en sus características de plasticidad, cuya correlación con las propiedades mecánicas básicas es consistente y confiable, según se comentó en el capítulo I de este libro. Los suelos gruesos, mayores que la malla N° 200 (0.075 mm de abertura), se clasifican sobre todo con criterio granulométrico, si bien son cuidadosamente tomadas en cuenta también las características de plasticidad de su fracción fina. No está claramente definido el tamaño máximo de los suelos que quedan comprendidos en el Sistema, pero como han de poder ser cribados frecuentemente se fija en forma arbitraria en 76 cm (3"). El Sistema Unificado nació como medio para clasificar suelos finos únicamente (menores que la malla 200, con 0.075 mm de abertura), y después fue extendido hasta incluir gravas y arenas. Para el ingeniero de Vías Terrestres tiene aún la deficiencia de que éste ha de manejar en muchos casos fragmentos de roca, de ta-

¹ Los autores esperan que del Capítulo I haya podido concluirse que en la Mecánica de Suelos moderna se hacen intervenir muchos más factores para distinguir una arena de una arcilla, por ejemplo.

maño más o menos grande, que quedan fuera del sistema original. Los técnicos mexicanos han venido usando el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos desde hace muchos años, siempre con resultado satisfactorio, y su familiaridad con él les ha ido induciendo a hacerle pequeñas modificaciones de orden secundario, dictadas en cada caso por la conveniencia práctica. También lo han complementado con un sistema para clasificar los fragmentos de roca (mayores de 7.6 cm) que con tanta frecuencia han de ser manejados en la Ingeniería de Vías Terrestres. De esta manera, la Secretaría de Obras Públicas, organismo oficial que resume la práctica ingenieril mexicana en el campo de las Vías Terrestres, ha formado su propio Sistema de Clasificación de Suelos, Fragmentos de Roca y Rocas, que es el que en términos generales se expone en este Capítulo (Ref. 3).

II-2 SISTEMA DE CLASIFICACION DE "SUELOS" UTILIZADO EN LA S.O.P.

Para fines de clasificación, los materiales que constituyen la corteza terrestre se agrupan en 3 divisiones: "suelos", "fragmentos de roca" y "rocas".

El término "suelo" se aplica a todas aquellas partículas de material menores de 7.6 cm (3"). El término "fragmentos de roca" se aplica a los fragmentos mayores de 7.6 cm (3") y que no forman parte de una formación rocosa masiva. El término "roca"

se usa para formaciones rocosas más o menos continuas o masivas.

El "suelo" se subdivide en suelos de partículas finas o "finos" y suelos de partículas gruesas o "gruesos". Los "finos" son aquellos cuyas partículas son menores que la malla N° 200, y los "gruesos" son los que se retienen en la malla N° 200 y pasan la malla de 7.6 cm (3"). Los "finos" comprenden los suelos orgánicos, limos y arcillas. Los suelos orgánicos son los que contienen una cantidad apreciable de materia orgánica, y un material fino orgánico es limo o arcilla, según sus características de plasticidad, como se describe más adelante. Los suelos en que predomina mucho la materia orgánica quedan en un grupo denominado "turba".

Los "gruesos" comprenden los grupos denominados arena y grava, siendo la frontera entre ellos la malla N° 4.

Los "fragmentos de roca" se subdividen en "chicos", "medianos" y "grandes". Los fragmentos chicos son aquellos que se retienen en la malla de 7.6 cm (3") y su dimensión máxima es menor de 30 cm. Los fragmentos medianos son aquellos cuya dimensión máxima está comprendida entre 30 cm y 1 m. Los fragmentos grandes son aquellos cuya dimensión máxima es mayor que de 1 m.

Cada uno de estos grandes grupos tiene un símbolo genérico, dado por una o más letras alusivas (Ref. 2). En la tabla II-1 se resumen los grupos que

TABLA II-1
Clasificación de materiales pétreos y suelos

DIVISIONES	SUB-DIVISIONES	GRUPO	SIMBOLO	DIMENSIONES DE LAS PARTICULAS o FRAGMENTOS
SUELOS	ALTAMENTE ORGANICOS	TURBA	P _t	-----
	FINOS	ORGANICOS	O	< MALLA # 200
		LIMOS	M	< MALLA # 200
		ARCILLAS	C	< MALLA # 200
	GRUESOS	ARENAS	S	> # 200 Y < # 4
GRAVAS		G	> # 4 Y < 7.6 cm (3")	
FRAGMENTOS DE ROCA		CHICOS	F _c	> 7.6 cm (3") Y < 30 cm
		MEDIANOS	F _m	> 30 cm Y < 1 m
		GRANDES	F _g	> 1 m
ROCAS	IGNEAS	EXTRUSIVAS	R _{ig}	-----
		INTRUSIVAS	R _{il}	-----
	SEDIMENTARIAS	CLASTICAS	R _{sc}	-----
		QUIMICAS	R _{sq}	-----
		ORGANICAS	R _{so}	-----
	METAMORFICAS	NO FOLIADAS	R _{mn}	-----
FOLIADAS		R _{mf}	-----	

intervienen en el Sistema de Clasificación de la Secretaría de Obras Públicas de México (SOP).

A SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS (Versión S.O.P.)

La base del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos es la Carta de Plasticidad, resultado de una investigación realizada por A. Casagrande en el laboratorio (Reis 1 y 4). En esta investigación se vio que, si se sitúan los suelos en un sistema coordinado que tenga el Límite Líquido en el eje de las abscisas y al Índice Plástico en el de las ordenadas, su agrupamiento no ocurre al azar sino que se agrupan de manera que en cada zona de la carta se sitúan suelos con características de plasticidad y propiedades mecánicas e hidráulicas cualitativamente definidas, del mismo modo que los suelos vecinos poseen propiedades similares, los alejados las tienen diferentes. Con base en esta observación, Casagrande pudo establecer en la gráfica fronteras que separan a los materiales finos en diferentes grupos de propie-

dades afines (líneas A y B). En la Fig II-1 aparece la gráfica de referencia, denominada carta de plasticidad, en la forma en que se usa en la Secretaría de Obras Públicas de México, la cual difiere ligeramente de la originalmente presentada por A. Casagrande.

El sistema unificado abarca tanto a los suelos gruesos como a los finos, distinguiéndolos por el cribado a través de la malla 200, las partículas gruesas son mayores que dicha malla y las finas, menores. Un suelo se considera grueso si más del 50% de sus partículas son gruesas, y fino, si más de la mitad de sus partículas, en peso, son finas. (Véanse las tablas II-1, II-2 y II-3.)

Se describirán en primer lugar los diferentes grupos de suelos gruesos.

a. SUELOS GRUESOS

El símbolo de cada grupo está formado por dos letras mayúsculas, que son las iniciales de los nombres ingleses de los suelos más típicos de ese grupo. El significado se especifica a continuación.

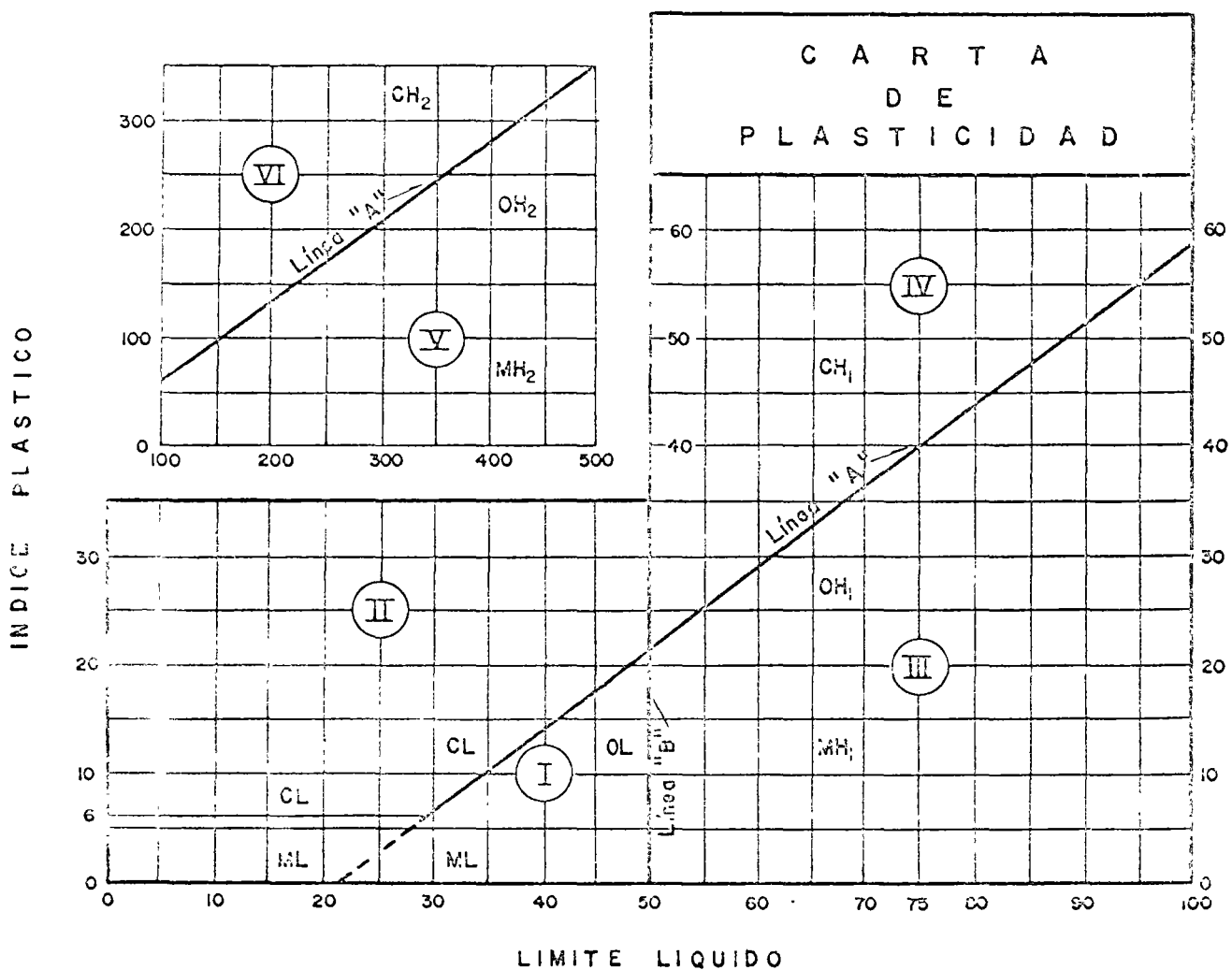


Figura II-1 Carta de plasticidad tal como se usa en la Secretaría de Obras Públicas de México

Gravas y suelos en que predominan aquéllas. Símbolo genérico G (gravel).

Arenas y suelos arenosos. Símbolo S (sand).

Las gravas y las arenas se separan con la malla N° 4, de manera que un suelo pertenece al grupo genérico G si más del 50% de su fracción gruesa (retenida en la malla 200) no pasa la malla N° 4, y es del grupo genérico S en caso contrario.

Las gravas y las arenas se subdividen en cuatro tipos:

1. Material prácticamente limpio de finos, bien graduado. Símbolo W (well graded). En combinación con los símbolos genéricos, se obtienen los grupos GW y SW.
2. Material prácticamente limpio de finos, mal graduado. Símbolo P (poorly graded). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos GP y SP.
3. Material con cantidad apreciable de finos no plásticos. Símbolo M (del sueco mo y mjala). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos GM y SM.
4. Material con cantidad apreciable de finos plásticos. Símbolo C (clay) En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos GC y SC.

A continuación se describen los grupos anteriores a fin de proporcionar criterios más detallados de identificación, tanto en el campo como en el laboratorio.

1) Grupos GW y SW

Estos suelos son bien graduados y con pocos finos, o limpios por completo. La presencia de los finos que puedan contener estos grupos no debe producir cambios apreciables en las características de resistencia de la fracción gruesa, ni interferir con su capacidad de drenaje. Los anteriores requisitos se garantizan en la práctica, especificando que en estos grupos el contenido de partículas finas no sea mayor de un 5% en peso. En el laboratorio la graduación se juzga por medio de los coeficientes de uniformidad (C_u) y curvatura (C_c). Para considerar una grava bien graduada se exige que su coeficiente de uniformidad sea mayor que 4, mientras el de curvatura debe estar comprendido entre 1 y 3. En el caso de las arenas bien graduadas, el coeficiente de uniformidad será mayor que 6, en tanto que el de curvatura debe estar entre los mismos límites anteriores.

2) Grupos GP y SP

Estos suelos son mal graduados, es decir, son de apariencia uniforme, o presentan predominio de un tamaño o de un rango de tamaños, faltando algunos intermedios, en laboratorio deben satisfacer los requisitos señalados para los dos grupos anteriores, en

lo referente a su contenido de partículas finas, pero no cumplen los requisitos de graduación indicados para ser considerados como bien graduados. Dentro de estos grupos están comprendidas las gravas uniformes, tales como las que se depositan en los lechos de los ríos, las arenas uniformes, de médano y playas, y las mezclas de gravas y arenas finas, provenientes de diferentes estratos obtenidos durante un proceso de excavación.

3) Grupos GM y SM

En estos grupos el contenido de finos afecta las características de resistencia y esfuerzo-deformación y la capacidad de drenaje libre de la fracción gruesa; en la práctica se ha visto que esto ocurre para porcentajes de finos superiores a 12% en peso, por lo que esa cantidad se toma como frontera inferior de dicho contenido de partículas finas. La plasticidad de los finos en estos grupos varía entre "nula" y "media"; es decir, es requisito que los límites de plasticidad localicen a la fracción que pase la malla N° 40 abajo de la línea A o bien que su índice de plasticidad sea menor que 6%. En su sistema, Casagrande fijó este último número en 4%. Cuando el porcentaje de finos está entre 5 y 12% deberá usarse un símbolo doble, por ejemplo GW-GM, para indicar una grava bien graduada con finos no plásticos, en porcentaje comprendido entre 5 y 12%.

4) Grupos GC y SC

Por las mismas razones expuestas para los grupos GM y SM, el contenido de finos de estos grupos de suelos debe ser mayor que 12% en peso. Sin embargo, en estos casos, los finos son de media a alta plasticidad, es ahora requisito que los límites de plasticidad sitúen a la fracción que pase la malla N° 40 arriba de la línea A, teniéndose además la condición de que el índice plástico sea mayor que 6% (7% en el sistema original de Casagrande).

Cuando un material no se ubique claramente dentro de un grupo, deberán usarse también símbolos dobles, correspondientes a casos de frontera. Por ejemplo, el símbolo GW-SW se usará para un material bien graduado, con menos de 5% de finos y formada su fracción gruesa por iguales proporciones de grava y arena.

b. SUELOS FINOS

También en este caso el Sistema considera a los suelos agrupados, formándose el símbolo de cada grupo con dos letras mayúsculas, elegidas con un criterio similar al usado para los suelos gruesos, lo que da lugar a las siguientes divisiones:

Limos inorgánicos, de símbolo genérico M (del sueco mo y mjala).

Arcillas inorgánicas, de símbolo C (clay).

Limos y arcillas orgánicas, de símbolo genérico O (organic).

Cada uno de estos tres tipos de suelos se subdivide en dos grupos, según su límite líquido. Si éste es menor de 50%, es decir, si son suelos de compresibilidad baja o media, se añade al símbolo genérico la letra L (low compressibility), y por esta combinación se obtienen los grupos ML, CL, y OL. Los suelos finos con límite líquido mayor de 50%, o sea de alta compresibilidad, llevan tras el símbolo genérico la letra H (high compressibility), y así se tienen los grupos MH, CH y OH.

Debe notarse que las letras L y H no se refieren a baja o alta plasticidad, pues esta propiedad del suelo, como se ha dicho, ha de expresarse en función de dos parámetros (LL e I_p), mientras que en el caso actual sólo interviene el valor del límite líquido. Por otra parte, ya se hizo notar que la compresibilidad de un suelo es una función directa del límite líquido, de modo que un suelo es más compresible a mayor límite líquido.

También es preciso tener en cuenta que el término compresibilidad, tal como aquí se trata, se refiere a la pendiente del tramo virgen de la curva de compresibilidad y no a la condición actual del suelo inalterado, pues éste puede estar parcialmente seco o preconsolidado.

Los suelos altamente orgánicos, usualmente fibrosos, tales como turbas y suelos pantanosos, extremadamente compresibles, forman un grupo independiente de símbolo Pt (del inglés Peat, turba).

Los distintos grupos de suelos finos ya mencionados se describen a continuación en forma más detallada.

1) Grupos CL y CH

En estos grupos se encasillan las arcillas inorgánicas. El grupo CL comprende a la zona sobre la línea A, definida por $LL < 50\%$ e $I_p > 6\%$ ($I_p > 7\%$ en el sistema originalmente propuesto por A. Casagrande).

El grupo CH corresponde a la zona arriba de la línea A, definida por $LL > 50\%$. En este grupo CH se encasillan las arcillas formadas por descomposición química de cenizas volcánicas, tales como la bentonita o la arcilla del Valle de México, con límites líquidos de hasta 500%.

2) Grupos ML y MH

El grupo ML comprende la zona bajo la línea A, definida por $LL < 50\%$, y la porción sobre la línea A con $I_p < 6\%$ ($I_p < 4\%$ en el sistema original). El grupo MH corresponde a la zona debajo de la línea A, definida por $LL > 50\%$.

En estos grupos quedan comprendidos los limos típicos inorgánicos y limos arcillosos. Los tipos comunes de limos inorgánicos y polvo de roca, con $LL < 30\%$, se ubican en el grupo ML. Los depósitos

cólicos, del tipo del Loess, con $25\% < LL < 35\%$, usualmente aparecen también en este grupo.

Un tipo interesante de suelos finos que caen en esta zona son las arcillas del tipo caolin, derivadas de los feldespatos de rocas graníticas; a pesar de que el nombre de arcillas está muy difundido para estos suelos, algunas de sus características corresponden a limos inorgánicos; por ejemplo, su resistencia en estado seco es relativamente baja y en estado húmedo muestran cierta reacción a la prueba de dilatancia; sin embargo, son suelos finos y suaves con un alto porcentaje de partículas tamaño de arcilla, comparable con el de otras arcillas típicas, localizadas arriba de la línea A. En algunas ocasiones estas arcillas caen en casos de frontera ML-CL y MH-CH, dada su proximidad con dicha línea. (Véase la Tabla II-2.)

Las tierras diatomáceas prácticamente puras suelen no ser plásticas, por más que su límite líquido pueda ser mayor que 100% (MH). Sus mezclas con otros suelos de partículas finas son también de los grupos ML o MH.

3) Grupos OL y OH

Las zonas correspondientes a estos dos grupos son las mismas que las de los grupos ML y MH, respectivamente, si bien los orgánicos están siempre en lugares próximos a la línea A.

Una pequeña adición de materia orgánica coloidal hace que crezca el límite líquido de una arcilla inorgánica, sin apreciable cambio de su índice plástico, esto hace que el suelo se desplace hacia la derecha en la Carta de Plasticidad, pasando a ocupar una posición más alejada de la línea A.

4) Grupo Pt

En la mayoría de los suelos turbosos las pruebas de límites pueden ejecutarse después de un completo remoldeo. El límite líquido de estos suelos suele estar entre 300 y 500%, quedando su posición en la Carta de Plasticidad notablemente abajo de la línea A; el índice plástico normalmente varía entre 100 y 200%.

Similarmente al caso de los suelos gruesos, cuando un material fino no cae claramente en uno de los grupos, se usarán para él símbolos dobles de frontera. Por ejemplo, MH-CH representará un suelo fino con $LL > 50\%$ e índice plástico tal que el material quede situado prácticamente sobre la línea A.

El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos no se concreta a ubicar al material dentro de uno de los grupos enumerados, sino que abarca además una descripción del mismo, tanto alterado como inalterado. Esta descripción puede jugar un papel importante en la formación de un sano criterio técnico y, en ocasiones, puede resultar de fundamental importancia para poner de manifiesto características que escapan a la mecánica de las pruebas que se realizan. Un ejemplo típico de ello es la compactad.

En general, en los suelos gruesos deben proporcionarse los siguientes datos: nombre típico, porcentajes aproximados de grava y arena, tamaño máximo de las partículas, angulosidad y dureza de las mismas, características de su superficie, nombre local y geológico, además de cualquier otra información pertinente, de acuerdo con la aplicación ingenieril que se va a hacer del material.

En los suelos gruesos en estado inalterado, se añadirán datos sobre estratificación, compacidad, cementación, condiciones de humedad y características de drenaje.

En los suelos finos, se proporcionarán, en general, los siguientes datos: nombre típico, grado y carácter de su plasticidad, cantidad y tamaño máximo de las partículas gruesas, color del suelo húmedo, olor, nombre local y geológico, aparte de cualquier otra información descriptiva pertinente, de acuerdo con la aplicación que se vaya a hacer del material.

Respecto del suelo en estado inalterado, deberá agregarse información relativa a su estructura, estratificación, consistencia en los estados inalterado y remoldeado, condiciones de humedad y características de drenaje.

c. IDENTIFICACION DE SUELOS

El problema de la identificación de suelos es de importancia fundamental en la ingeniería; identificar un suelo es, en rigor, encasillarlo dentro de un sistema previo de clasificación. En este caso concreto, es colocarlo en alguno de los grupos mencionados dentro del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, obviamente en el grupo que le corresponda según sus características. La identificación permite conocer, en forma cualitativa, las propiedades mecánicas e hidráulicas del suelo, atribuyéndole las del grupo en que se sitúe; naturalmente, según ya se dijo, la experiencia juega un papel importante en la utilidad que se pueda sacar de la clasificación.

En el Sistema Unificado hay criterios para clasificación de suelos en el laboratorio; estos criterios de tipo granulométrico y de investigación de características de plasticidad, ya han sido suficientemente descritos. Además y ésta es una de las ventajas del Sistema, se ofrecen criterios para identificación en el campo, es decir, en aquellos casos en que no se disponga de equipo de laboratorio para efectuar las pruebas necesarias para una identificación estricta. Estos criterios, simples y expeditos, se detallan a continuación.

1) IDENTIFICACION DE CAMPO DE SUELOS GRUESOS

Los materiales constituidos por partículas gruesas se identifican en el campo sobre una base prácticamente visual. Extendiendo una muestra seca del suelo sobre una superficie plana puede juzgarse, en forma aproximada, su graduación, tamaño de partícula,

forma y composición mineralógica. Para distinguir las gravas de las arenas puede usarse el tamaño $\frac{1}{2}$ cm como equivalente a la malla N° 4, y para la estimación del contenido de finos basta considerar que las partículas de tamaño correspondiente a la malla N° 200 son aproximadamente las más pequeñas que puedan distinguirse a simple vista.

En lo referente a la graduación del material, se requiere bastante experiencia para diferenciar los suelos bien graduados de los mal graduados mediante un examen visual. Esta experiencia se obtiene comparando graduaciones estimadas con las obtenidas en laboratorio, en todos los casos en que se tenga oportunidad de hacerlo. Para examinar la fracción fina contenida en el suelo, deberán ejecutarse las pruebas de identificación de campo de suelos finos que se detallarán más adelante, sobre la parte que pase la malla N° 40, si no se dispone de esta malla, el cribado puede substituirse por una separación manual equivalente.

En ocasiones puede ser importante juzgar la integridad de las partículas constituyentes de los suelos, en cuyo caso será preciso un examen especialmente cuidadoso. Las partículas procedentes de rocas ígneas sanas se identifican fácilmente, las partículas intemperizadas se reconocen por las decoloraciones y la relativa facilidad con que se desintegran.

2) IDENTIFICACION DE CAMPO DE SUELOS FINOS

Una de las grandes ventajas del Sistema Unificado es, como ya se dijo, el criterio para identificar en el campo los suelos finos, si se cuenta con algo de experiencia. El mejor modo de adquirir esa experiencia sigue siendo el aprendizaje al lado de quien ya la posea; a falta de tal apoyo, es aconsejable la comparación sistemática de los resultados de la identificación de campo realizada con los del laboratorio, en cada caso en que exista la oportunidad de hacerlo.

La principal base de criterio para identificar suelos finos en el campo es la investigación de las características de dilatancia, de tenacidad y de resistencia en estado seco. El color y el olor del suelo pueden ayudar, especialmente en suelos orgánicos. (Véase Procedimiento de Identificación en la tabla II-2).

Dilatancia. Las arenas limpias muy finas dan la reacción más rápida y distintiva, mientras que las arcillas plásticas no tienen reacción. Los limos orgánicos, tales como el típico polvo de roca, dan una reacción rápida moderada.

La velocidad con que la pastilla cambia su consistencia y con la que el agua aparece y desaparece, define la intensidad de la reacción e indica el carácter de los finos del suelo. Una reacción rápida es típica en arenas finas uniformes, no plásticas (SP y SM) y en algunos limos inorgánicos (ML), particularmente del tipo polvo de roca, también en tierras diatomáceas (MH). Al disminuir la uniformidad en

estos suelos, la reacción se hace menos rápida. Contenidos ligeros de arcilla coloidal imparten algo de plasticidad al suelo, por lo que la reacción en estos materiales se vuelve más lenta; esto sucede en los limos inorgánicos y orgánicos ligeramente plásticos (ML, OL), en arcillas muy limosas (CL-MI) y en muchas arcillas de tipo caolín (ML, ML-CL, MH y MI-CH). Una reacción extremadamente lenta o nula es típica de arcillas situadas arriba de la línea A (CL, CH) y de arcillas orgánicas de alta plasticidad.

El fenómeno de la aparición de agua en la superficie de la muestra es debido a la compactación de los suelos limosos y, aun en mayor grado, de los arenosos, bajo la acción dinámica de los impactos contra la mano; esto reduce la relación de vacíos del material, expulsando al agua de ellos. El amasado posterior aumenta de nuevo la relación de vacíos y el agua se restituye a esos vacíos. Los suelos arcillosos no sufren esos efectos bajo cargas dinámicas, por lo cual no producen reacción.

Tenacidad. La potencialidad de la fracción coloidal arcillosa de un suelo se identifica por la mayor o menor tenacidad del rollito al acercarse al límite plástico y por la rigidez de la muestra al romperse finalmente entre los dedos. La debilidad del rollito en el límite plástico y la pérdida rápida de la coherencia de la muestra al rebasar este límite, indican la presencia de arcilla inorgánica de baja plasticidad o de materiales tales como arcilla del tipo caolín, las arcillas orgánicas se sienten muy débiles y esponjosas al tacto, en el límite plástico.

Cuanta más alta sea la posición del suelo respecto a la línea A (CL, CH), más rígido y tenaz será el rollito cerca del límite plástico, y más rígida también se notará la muestra al romperse entre los dedos, abajo del límite plástico. En suelos ligeramente sobre la línea A, tales como arcillas glaciales (CL, CH), los rollitos son de media tenacidad cerca de su límite plástico y la muestra comienza pronto a desmoronarse en el amasado, al bajar su contenido de agua. Casi sin excepción, los suelos que están debajo de la línea A (ML, MH, OL y OH) producen rollitos poco tenaces cerca del límite plástico; en el caso de suelos orgánicos y micáceos, muy abajo de la línea A, los rollitos se muestran muy débiles y esponjosos. También en todos los suelos bajo la línea A, excepto los OH próximos a ella, la masa producto de la manipulación entre los dedos, posterior al rolado, se muestra suelta y se desmorona fácilmente, cuando el contenido de agua es menor que el correspondiente al límite plástico.

Cuando se trabaje en lugares en que la humedad ambiente sea casi constante, el tiempo que transcurre hasta que se alcance el límite plástico será una medida relativamente tosca del índice plástico del suelo. Por ejemplo, una arcilla CH con $LL = 70\%$ e $I_p = 50\%$ o una OH con $LL = 100\%$ e $I_p = 50\%$ precisan mucho más tiempo de manipulación para llegar al límite plástico que una arcilla glacial del tipo CL. En limos poco plásticos, del grupo MI, el

límite plástico se alcanza muy rápidamente. Claro es que para que las observaciones anteriores tengan sentido será necesario comenzar todas las pruebas con los suelos muy aproximadamente en la misma consistencia, de preferencia cerca del límite líquido.

Resistencia en estado seco. Una alta resistencia en seco es característica de las arcillas del grupo CH. Un limo inorgánico sólo posee muy ligera resistencia, pero puede distinguirse por el tacto al pulverizar el espécimen seco. La arena fina se siente granular, mientras que el limo típico da la sensación suave de la harina.

Los limos ML o MH exentos de plasticidad no presentan prácticamente ninguna resistencia en estado seco y sus muestras se desmoronan con muy poca presión digital; el polvo de roca y la tierra diatomácea son ejemplos típicos. Una resistencia en estado seco baja es representativa de todos los suelos de baja plasticidad localizados bajo la línea A y aun de algunas arcillas inorgánicas muy limosas, ligeramente sobre la línea A (CL). Las resistencias medias definen generalmente a las arcillas del grupo CL, o, en ocasiones, a otras de los grupos CH, MH (arcillas tipo caolín) u OH, que se localicen muy cerca de la línea A. La mayoría de las arcillas CH tienen resistencias altas, así como las CL, localizadas muy arriba de la línea A. Los materiales OH con altos límites líquidos y próximos a la línea A también exhiben grandes resistencias. Por último, resistencias muy altas son típicas de arcillas inorgánicas del grupo CH, localizadas en posiciones muy elevadas respecto a la línea A.

Color. En exploraciones de campo el color del suelo suele ser un dato útil para diferenciar los diferentes estratos y para identificar tipos de suelo, cuando se posee experiencia local. En general, existen también algunos criterios relativos al color; por ejemplo, el color negro y otros de tonos oscuros suelen ser indicativos de la presencia de materia orgánica coloidal. Los colores claros y brillantes son más bien propios de suelos inorgánicos.

Olor. Los suelos orgánicos (OH y OL) tienen por lo general un olor distintivo, que puede usarse para identificación; el olor es particularmente intenso si el suelo está húmedo, y disminuye con la exposición al aire, aumentado, por el contrario, con el calentamiento de la muestra húmeda.

B CLASIFICACION DE LOS FRAGMENTOS DE ROCA

Los fragmentos de roca son todos aquellos cuyo tamaño es mayor que 76 cm ($3''$) y no forman parte de una formación rocosa.

a. DIVISION DE LOS FRAGMENTOS

Los fragmentos de roca se subdividen en:

1) *Fragmentos chicos (Fc)* Aquellos cuyo tamaño está comprendido entre la malla de 76 cm ($3''$) y 30 cm de dimensión máxima.

2) *Fragmentos medianos (Fm)*. Aquellos cuya dimensión máxima está comprendida entre 30 cm y 1 m.

3) *Fragmentos grandes (Fg)*. Aquellos cuya dimensión máxima es mayor de 1 m.

b. CARACTERÍSTICAS GENERALES

En este tipo de materiales deberán indicarse las siguientes características: clasificación petrográfica, características de granulometría, tamaño máximo de los fragmentos, forma de los mismos, características de la superficie, grado de alteración y cualquier otra información descriptiva pertinente.

Para los materiales "in situ" deberá agregarse información sobre su estructura, estratificación, compactación, cementación, condiciones de humedad y características de drenaje.

A continuación se describen cada una de las características que han sido anotadas y los adjetivos que deberán usarse para especificar cada una de ellas.

1) *Clasificación petrográfica*

Cuando sea posible deberá hacerse la clasificación petrográfica, que consiste en especificar de qué roca se trata. Para esto puede consultarse el párrafo II-3.

2) *Características granulométricas*

En las características granulométricas deberá indicarse si se trata de un material de fragmentos de tamaño "uniforme" o, en el caso de comprender varios tamaños, deberá estimarse si el material está "mal graduado" o "bien graduado", con un criterio similar al que se usa en el procedimiento de identificación de suelos en el campo. También se indicará el tamaño máximo de los fragmentos.

3) *Forma*

La forma de los fragmentos deberá indicarse con los términos "acicular" cuando tenga forma de aguja, "laminar" cuando tenga forma de lámina y "equidimensional" cuando sus tres dimensiones tengan el mismo orden de magnitud. Esta última comprende los siguientes casos: "angulosos", cuando el fragmento tenga vértices y aristas agudos, "subangulosos", cuando estos vértices y aristas no sean agudos, "subredondeados", cuando los vértices y las aristas prácticamente no existan, y "redondeados", cuando tengan prácticamente la forma esférica.

4) *Características de la superficie*

Las características de la superficie deberán calificarse según los términos lisa, ligeramente rugosa, medianamente rugosa y muy rugosa.

5) *Grado de alteración*

El grado de alteración deberá indicarse usando los términos: sanos, poco alterados, medianamente alterados y muy alterados. El grado de alteración puede juzgarse por las siguientes características de los fragmentos: falta de lustre, manchas locales y sonido cuando son golpeados por un martillo. Algunos fragmentos que no estén expuestos a la intemperie pueden parecer sanos cuando acaban de ser extraídos de su lugar; en estos casos se recomienda exponer dichos fragmentos a la intemperie por algún tiempo, se presenta entonces una desintegración gradual cuando no son completamente sanos.

6) *Estructura*

El término estructura que aquí se usa, se refiere a la manera en que están colocados entre sí los diferentes constituyentes de un depósito pétreo. La estructura es importante desde el punto de vista del comportamiento mecánico de todo depósito, siendo esencial el que los fragmentos rocosos estén en contacto directo o separados por suelo. En el segundo caso, el comportamiento mecánico del conjunto está determinado fundamentalmente por las propiedades del suelo que separa los fragmentos. En un depósito que esté constituido por fragmentos de roca y suelo fino, los casos extremos que pueden presentarse son un depósito en que todos los fragmentos sean resistentes y estén en contacto entre sí, constituyendo una estructura simple y el suelo fino sólo se presente llenando parcialmente los huecos de esta estructura simple, o un depósito que se encuentre constituido predominantemente por suelo fino limoso o arcilloso y los fragmentos se encuentren aislados sin presentar ningún contacto entre ellos. Es evidente que bajo la aplicación de una carga rápida, el material del primer caso mencionado se comportará como "puramente friccionante", mientras que en el segundo caso, el comportamiento mecánico será el de un suelo fino.

7) *Estratigrafía*

La estratigrafía, en caso de existir, deberá describirse indicando el espesor de los estratos, el tipo de material que constituye dichos estratos y el echado de ellos; se debe explicar claramente que se trata de un material no estratificado, cuando así ocurra.

8) *Compactación*

La compactación deberá juzgarse usando los términos: muy suelto, suelto, poco compacto, compacto y muy compacto.

9) *Cementación*

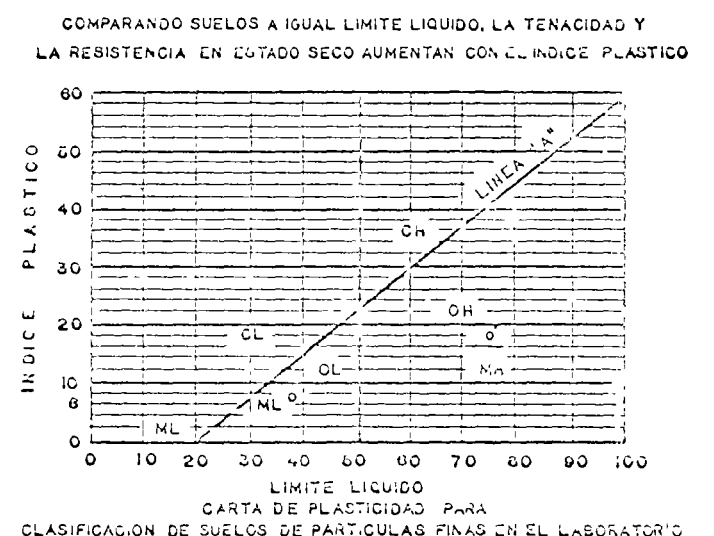
La cementación química entre los fragmentos deberá expresarse con los términos: nula, ligera, media



CRITERIO DE CLASIFICACION EN EL LABORATORIO

DESCRIPCION DE SUELOS	GRUPO DE SUELOS	REQUISITOS	REQUISITOS
ARENAS MAS DEL 75% DE LA FALDA N° 4 GRUESA ES EL QUE CALIFICA MAS DEL 75% DE LA FALDA N° 200	GW, GP, GM, GC, SW, SP, SC	COEF DE UNIFORMIDAD (C _u) $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ MAYOR DE 4	COEF DE CURVATURA (C _c) $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ ENTRE 1 Y 3
ARGILLAS MAS DEL 75% DE LA FALDA N° 4 GRUESA ES EL QUE CALIFICA MAS DEL 75% DE LA FALDA N° 200	ML, CL, MH, CH, OH, PT	LIMITES DE PLASTICIDAD ABAJO DE LA LINEA "A" O I _p MENOR QUE 6	LIMITES DE PLASTICIDAD ARRIBA DE LA LINEA "A" CON I _p MAYOR QUE 6
TIPOS Y ARCILLAS LIMITE LIQUIDO MENOR O IGUAL A 25	ML, CL	LIMITES DE PLASTICIDAD ABAJO DE LA LINEA "A" O I _p MENOR QUE 6	LIMITES DE PLASTICIDAD ARRIBA DE LA LINEA "A" CON I _p MAYOR QUE 6
TIPOS Y ARCILLAS LIMITE LIQUIDO MAYOR O IGUAL A 25	MH, CH, OH	LIMITES DE PLASTICIDAD ABAJO DE LA LINEA "A" O I _p MENOR QUE 6	LIMITES DE PLASTICIDAD ARRIBA DE LA LINEA "A" CON I _p MAYOR QUE 6
SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS	PT	DETERMINAR LOS PORCENTAJES DE GRAVA Y ARENA DE LA CURVA GRAVIMETRICA DEPENDIENDO DEL PORCENTAJE DE FINOS (FRACCION QUE PASA LA MALLA N° 200) LOS SUELOS GRUESOS SE CLASIFICAN COMO SIGUIERAN: MENOS DE 5%: GM, GP, SM, SP MAS DE 5%: GM, GP, SM, SC	

EQUIVALENCIA DE SIMBOLOS
 G. GRAVA M. LIMO O. SUELOS ORGANICOS W. BIEN GRADUADOS L. BAJA COMPRESIBILIDAD
 S. ARENA C. ARCILLA P. TURBA P. MAL GRADUADA M. ALTA COMPRESIBILIDAD



DESCRIPCION DE SUELOS	GRUPO DE SUELOS	REQUISITOS
SUELOS DE PARTICULAS GRUESAS Mas de la mitad del material es retenido en la malla N° 200 (La fracción gruesa puede ser retenida en la malla N° 4)	GRAVAS	PROCEDER DE ACUERDO CON EL METODO N° 4
SUELOS DE PARTICULAS FINAS Mas de la mitad del material pasa la malla N° 200 (Los particulos de 0.075 mm de diametro (malla N° 200) son otros elementos los mas pequeños visibles a simple vista)	ARENAS Y ARCILLAS	PROCEDER DE ACUERDO CON EL METODO N° 4
SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS		PROCEDER DE ACUERDO CON EL METODO N° 4

CLASIFICACION DE SUELOS DE PARTICULAS FINAS

LOS TAMAÑOS DE LAS MALLAS EN ESTA CARTA SON LOS U.S. STANDARD



SISTEMA NACIONAL DE CLASIFICACION DE SUELOS (VERSION SOP)

PROCEDIMIENTO DE IDENTIFICACION EN EL CAMPO (Los tubos de 76 cm (3") y basando las fracciones en pesos estimados)			SIMBOLOS DEL GRUPO (*)	NOMBRES TÍPICOS
Más de la mitad de la fracción gruesa es retenida en la malla N° 4	Gravas bien graduadas (Combinación de partículas finas)	AMPLIA GAMA EN LOS TAMAÑOS DE LAS PARTICULAS Y CANTIDADES APRECIABLES DE TODOS LOS TAMAÑOS INTERMEDIOS	GW	GRAVAS BIEN GRADUADAS, MEZCLAS DE GRAVA Y ARENA CON POCO O NADA DE FINOS
	Gravas mal graduadas (Combinación de partículas finas)	PREDOMINIO DE UN TAMAÑO O UN TIPO DE TAMAÑOS CON AUSENCIA DE ALGUNOS TAMAÑOS INTERMEDIOS	GP	GRAVAS MAL GRADUADAS, MEZCLAS DE GRAVA Y ARENA CON POCO O NADA DE FINOS
	Gravas limosas (Combinación de partículas finas)	FRACCION FINA POCO O NADA PLASTICA (PARA IDENTIFICACION VEASE GRUPO ML ABAJO)	GM	GRAVAS LIMOSAS MEZCLAS DE GRAVA, ARENA Y LIMO
	Gravas arcillosas (Combinación de partículas finas)	FRACCION FINA PLASTICA (PARA IDENTIFICACION VEASE GRUPO CL ABAJO)	GC	GRAVAS ARCILLOSAS, MEZCLAS DE GRAVA - ARENA Y ARCILLA
Más de la mitad de la fracción gruesa para la malla N° 4 pasa el orificio visual para una 1/2" en un tubo de 76 cm (3")	Arenas bien graduadas (Poco o nada de partículas finas)	AMPLIA GAMA EN LOS TAMAÑOS DE LAS PARTICULAS Y CANTIDADES APRECIABLES DE TODOS LOS TAMAÑOS INTERMEDIOS	SW	ARENAS BIEN GRADUADAS, ARENAS CON GRAVA CON POCO O NADA DE FINOS
	Arenas mal graduadas (Poco o nada de partículas finas)	PROMEDIO DE UN TAMAÑO O UN TIPO DE TAMAÑOS CON AUSENCIA DE ALGUNOS TAMAÑOS INTERMEDIOS	SP	ARENAS MAL GRADUADAS, ARENAS CON GRAVA CON POCO O NADA DE FINOS
	Arenas limosas (Poco o nada de partículas finas)	FRACCION FINA POCO O NADA PLASTICA (PARA IDENTIFICACION VEASE GRUPO ML ABAJO)	SM	ARENAS LIMOSAS, MEZCLAS DE ARENA Y LIMO
	Arenas arcillosas (Poco o nada de partículas finas)	FRACCION FINA PLASTICA (PARA IDENTIFICACION VEASE GRUPO CL ABAJO)	SC	ARENAS ARCILLOSAS, MEZCLAS DE ARENA Y ARCILLA

PROCEDIMIENTOS DE IDENTIFICACION EN LA FRACCION QUE PASA LA MALLA N° 40							
LIMOS Y ARCILLAS	LÍMITE LÍQUIDO	LÍMITE PLÁSTICO	RESISTENCIA EN EDO SECO (CARACTERÍSTICAS AL ROMPIMIENTO)	DILATANCIA REACCION AL AGITADO	TENACIDAD CONSISTENCIA CERCA DEL LIMITE PLASTICO)		
LIMOS Y ARCILLAS	LÍMITE LÍQUIDO	MENOR DE 50	NULA A LIGERA	RAPIDA A LENTA	NULA	ML	LIMOS INORGANICOS, POLVO DE ROCA, LIMOS ARENOSOS O ARCILLOSOS LIGERAMENTE PLASTICOS.
			MEDIA A ALTA	NULA A MUY LENTA	MEDIA	CL	ARCILLAS INORGANICAS DE BAJA A MEDIA PLASTICIDAD, ARCILLAS CON GRAVA, ARCILLAS ARENOSAS, ARCILLAS LIMOSAS, ARCILLAS PULVERULAS.
			LIGERA A MEDIA	LENTA	LIGERA	OL	LIMOS ORGANICOS Y ARCILLAS LIMOSAS ORGANICAS DE BAJA PLASTICIDAD
LIMOS Y ARCILLAS	LÍMITE LÍQUIDO	MAYOR DE 50	LIGERA A MEDIA	LENTA A NULA	LIGERA A MEDIA	MH	LIMOS INORGANICOS, LIMOS MICACEOS O DIATOMEOS, LIMOS ELASTICOS
			ALTA A MUY ALTA	NULA	ALTA	CH	ARCILLAS INORGANICAS DE ALTA PLASTICIDAD, ARCILLAS FRANCOAS
			MEDIA A ALTA	NULA A MUY LENTA	LIGERA A MEDIA	OH	ARCILLAS ORGANICAS DE BAJA A ALTA PLASTICIDAD, LIMOS ORGANICOS DE MEDIA PLASTICIDAD
ALTAMENTE ORGANICOS			FACILMENTE IDENTIFICABLES POR COLOR OLOH SENSACION ESPONJOSA Y FRECUENTEMENTE POR SU TEXTURA FIBROSA			Pt	TURBA Y OTROS SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS

NOTACIONES DE FRONTERA - Los suelos que poseen las características de dos grupos se designan con la combinación de los símbolos. Ejemplo GW-GC Mezcla de gravas bien graduadas con arcillas limosas. Los límites de las mallas en esta carta son los US Standard



INFORMACION NECESARIA PARA LA DESCRIPCION DE LOS SUELOS

Dese el nombre típico, indíquense los porcentajes aproximados de grava y arena, tamaño — máximo, angulosidad, características de la superficie y dureza de las partículas gruesas, nombre local y geológico, cualquier otra información descriptiva pertinente y el símbolo entre paréntesis

Para los suelos indeterados agréguese información sobre estratificación, compactación, cementación, condiciones de humedad y características de drenaje.

Ejemplo

Arena limosa, con grava, como un 20% de grava de partículas duras angulosas y de 15 cm — de tamaño máximo, arena gruesa a fina de partículas redondeadas a subangulosas, alrededor de 15% de finos no plásticos de baja resistencia en estado seco; y húmeda en el lugar, arena clausal (SM).

Dése el nombre típico, indíquense el grado y carácter de la plasticidad, cantidad y tamaño máximo de las partículas gruesas, color del suelo húmedo, nombre local y geológico, cualquier otra información descriptiva pertinente y el símbolo entre paréntesis

Para los suelos indeterados agréguese información sobre la estructura, estratificación, consistencia tanto en estado indeterado como remoldeado, condiciones de humedad y de drenaje.

Ejemplo

Limo arcilloso, café, ligeramente plástico; contenido reducido de arena fina; numerosos agujeros verticales de raíces, firme y seco en el lugar, rocoso (ML)

arena bien graduada con cementante arcilloso

PROCEDIMIENTO DE IDENTIFICACION PARA SUELOS FINOS O FRACCIONES FINAS DE SUELO EN EL CAMPO

Estos procedimientos se ejecutan con la acción que pase por la malla N° 40 (aproximadamente 0.5 mm).

Para fines de clasificación en el campo, si no se usa la malla, simplemente se quitan a mano las partículas gruesas que obstruyan o dificulten las pruebas.

**DILATANCIA
(Reacción al agitado)**

Después de quitar las partículas mayores que la malla N° 10, prepárese una pastilla de suelo húmedo de aproximadamente 10 cm³, si es necesario, añádase suficiente agua para dejar el suelo suave, pero no pegajoso.

Colóquese la pastilla en la palma de la mano y agítese horizontalmente, golpeando vigorosamente varias veces contra la otra mano. Una reacción positiva consiste en la aparición de agua en la superficie de la pastilla, la cual cambia adquiriendo una apariencia de hígado y se vuelve lustrosa. Cuando la pastilla se oprime entre los dedos, el agua y el lustre desaparecen de la superficie, la pastilla se vuelve tiesa y finalmente se agrieta o se desmorona. La rapidez de la aparición del agua durante el agitado y de su desaparición durante la opresión sirve para identificar el carácter de los finos en un suelo.

**RESISTENCIA EN ESTADO SECO
(Característica al rompimiento)**

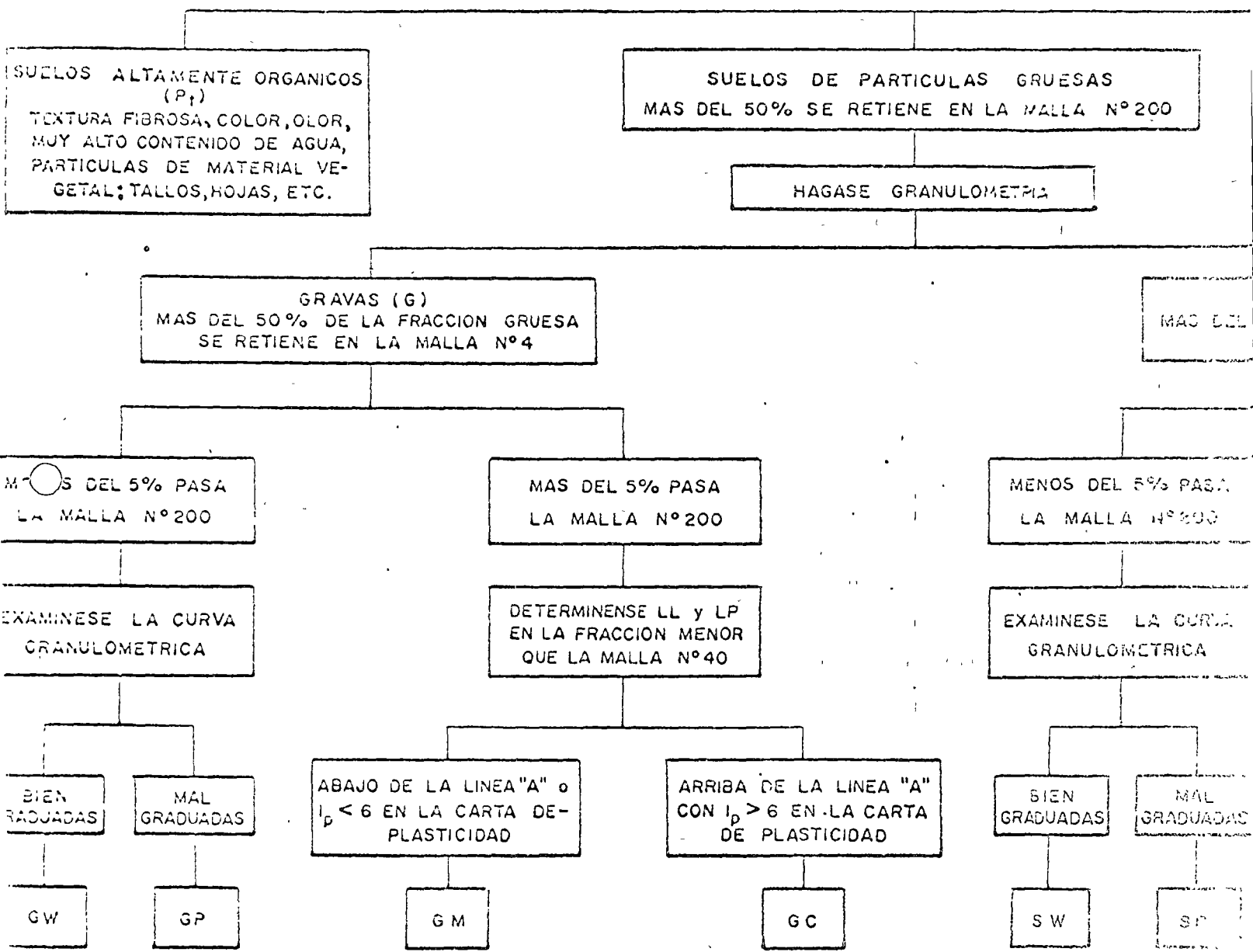
Después de eliminar las partículas mayores que la malla N° 40, moldeese un cilindro de suelo de 2.5 cm de diámetro por 2.5 cm de altura hasta alcanzar una consistencia de masilla, añadiendo agua si es necesario. Déjese secar completamente la pastilla en un horno, al sol o al aire y pruébese su resistencia rompiéndola y desmoronándola entre los dedos. Esta resistencia es una medida del carácter y la cantidad de la fracción coloidal que contiene el suelo. La resistencia en estado seco aumenta con la plasticidad.

**TENACIDAD
(Consistencia cerca del límite plástico)**

Después de eliminar las partículas mayores que la malla N° 10, moldeese un espécimen de aproximadamente 10 cm³ hasta alcanzar la consistencia de masilla. Si el suelo está muy seco debe agregarse agua, pero si está pegajoso debe extenderse el espécimen formando una capa delgada que permita evitar la pérdida de humedad por evaporación. Posteriormente el espécimen se enrolla a mano sobre una superficie lisa o entre las palmas, hasta hacer un rollo de aproximadamente 3 mm de diámetro, se amasa y se vuelve a rolar varias veces. Durante estas operaciones el contenido de agua se reduce gradualmente y el espécimen llega a ponerse tieso, pierde finalmente su plasticidad y se desmorona cuando se alcanza el límite plástico. Después que el rollo se ha desmoronado, los pedazos deben juntarse y continuar al amasado entre los dedos en forma ligera, hasta que la masa se desmorona nuevamente.



PAG.
 DE
 DE
 DE



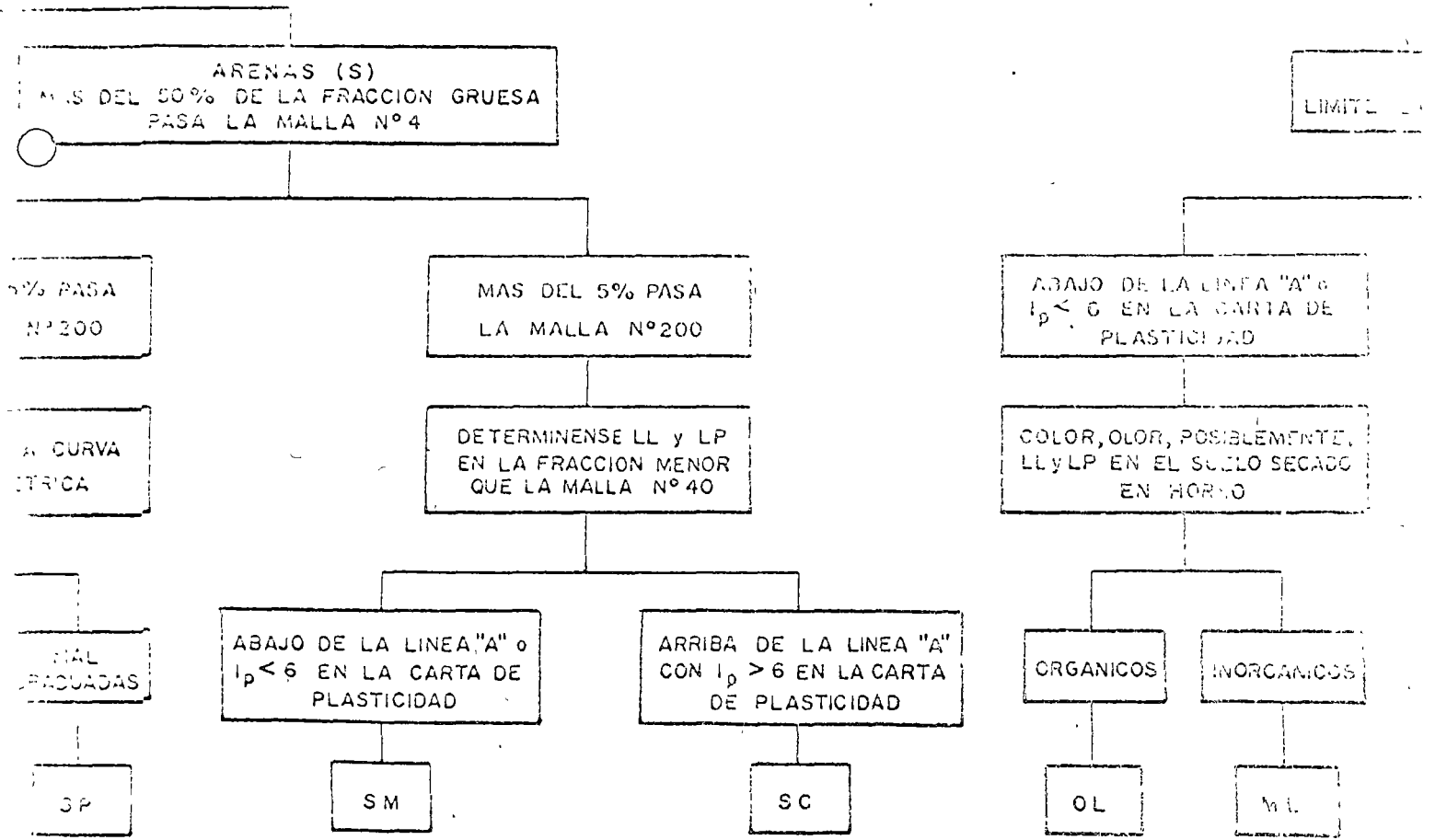
NOTA: Los tamaños de las mallas son de la US Standard.
 Si los finos interfieren con las propiedades de drenaje libre, úsese un símbolo doble tal como GW-GM, etc.



TABLA II-3

PROCEDIMIENTO AUXILIAR PARA IDENTIFICACION DE SUELOS
 EN EL LABORATORIO
 S. U. C. S. (versión S.O.P.)

HACERSE UN EXAMEN VISUAL DEL SUELO PARA DETERMINAR SI ES ALTAMENTE ORGANICO, DE PARTICULAS GRUESAS O DE PARTICULAS FINAS, EN LOS CASOS DE FRONTERA DETERMINARSE LA CANTIDAD QUE PASA POR LA MALLA N°200.



1. Número
 2. Función
 3. Clase



SUELOS DE PARTICULAS FINAS
MAS DEL 50% PASA LA MALLA N°200

DETERMINENSE LL y LP EN EL MATERIAL
MENOR QUE LA MALLA N° 40

VALOR DE 50

H
LIMITE LIQUIDO MAYOR DE 50

ARRIBA DE LA LINEA "A" CON
 $i_p > 6$ EN LA CARTA DE
PLASTICIDAD

ABAJO DE LA LINEA "A"
EN LA CARTA DE PLASTICIDAD

ARRIBA DE LA LINEA "A"
EN LA CARTA DE PLASTICIDAD

COLOR, OLOR, POSIBLEMENTE.
LL y LP EN EL SUELO SECADO
EN HORNO

INORGANICOS

ORGANICOS

CL

MH

OH

CH



alta, de acuerdo con la magnitud del esfuerzo necesario para separar los fragmentos; debiendo indicarse, cuando sea posible, si el tipo de cementación es por carbonatos, por silicatos, por aluminatos o por óxidos de hierro. Queda entendido que ya una cementación alta está en el límite de lo que se podría considerar una roca sedimentaria. El grado de cementación deberá estimarse en una muestra representativa del material que se haya dejado sumergida en agua cuando menos 24 horas.

10) *Condiciones de humedad*

Las condiciones de humedad deberán indicarse con los términos: seco, poco húmedo, muy húmedo y saturado.

11) *Características de drenaje*

Las características de drenaje de un depósito se refieren a la facilidad con la que un depósito de material puede drenarse en el caso de que llegue a saturarse. Las características de drenaje deberán calificarse con los adjetivos: nulas, malas, medias y buenas.

Estas características dependen tanto de las propiedades hidráulicas de los materiales constituyentes como de la topografía y la naturaleza de las formaciones geológicas circundantes.

II-3 CLASIFICACION DE LAS ROCAS

A. LINEAMIENTOS GENERALES PARA CLASIFICAR LAS ROCAS

La clasificación de las rocas que aparece en este capítulo (tablas II-4, II-5 y II-6) está basada en las características que pueden ser observadas directamente en el campo sin ayuda del microscopio, en consecuencia, para clasificar una roca se deben tomar en cuenta, como factores principales, su composición mineralógica y su textura.

En la tabla II-7 se presenta una lista de los principales minerales que constituyen las rocas y sus características físicas más importantes, como una ayuda para su identificación. Asimismo, en el texto se describen las texturas y tipos de rocas más comunes.

Para clasificar una roca se sugiere seguir el procedimiento que a continuación se indica:

1. Una vez que se ha examinado cuidadosamente una muestra de la roca, deberán definirse, en el orden que se indica, los tres aspectos fundamentales siguientes: tipo de textura, minerales que la constituyen y grupo a que pertenece (ígnea, sedimentaria o metamórfica).
2. Con la anterior información se entra a la tabla correspondiente II-4, II-5 ó II-6, para determinar la clase de roca de que se trata.

TABLA II-4

COMPOSICION Y CLASIFICACION DE ROCAS IGNEAS			
PRINCIPALES MINERALES QUE FORMAN LAS ROCAS	R O C A S		
	EXTRUSIVAS (Grano fino ó porfirítica)	INTRUSIVAS (Grano grueso)	
CUARZO Si_2O_2	RIOLITA	GRANITO	ROCAS CLARAS
FELDESPATO POTASICO (Ortoclaso) $KAlSi_3O_8$	TRAQUITA	SIENITA	
FELDESPATO SODICO-CALCICO (Microclinas) $CaAl_2Si_2O_8$ $NaAlSi_3O_8$	ANDESITA	DIORITA	ROCAS OSCURAS y *
	DACITA	GRANODIORITA	
Silicatos Ferro magnesianos Micas MB hornblenda Piroxena Olivino	BASALTO	GABRO	
	AUGITITA	PIROXENITA	
	LIMBURGITA	PERIDOTITA	

ORIGEN	NATURALEZA	R O C A	
ERUPCIONES TRANQUILAS	VITREA	OBSIDIANA	
		PERLITA	
		PIEDRA POMEZ *	
		RETINITA (Piedra Pez)	
ERUPCIONES EXPLOSIVAS	PIROCLASTICA (FRAGMENTOS)	PIEDRA POMEZ	
		BLOQUES	
		BOMBAS	
		Sueltas	Consolidadas
		GRAVAS	DRECHAS
		LAPILLI	TOBAS
		ARENAS	ARENISCAS
		CENZAS	TOBAS
		POLVOS	TOBAS

* Includa aquí solo por ser vítrea

** rocas básicas

AGLOMERADO

TABLA II-5

ROCAS SEDIMENTARIAS			
ORIGEN	AGENTE TRANSPORTADOR	SEDIMENTO SUELTO	SEDIMENTO CONSOLIDADO
M E C A N I C O	AGUA	GRAVA (ARISTAS REDONDEADAS) GRAVA (ARISTAS AGUDAS) ARENA LIMO ARCILLA	CONGLOMERADO BRECHA ARENISCA LIMOLITA ARGILITA
	VIENTO	MEDANOS LOESS	ARENISCA
	HIELO	GRAVAS ANGULOSAS ARENA LIMO ARCILLA	} TILITA
	GRAVEDAD	GRAVA ANGULOSA	BRECHA DE TALUD
ORIGEN	NATURALEZA	SEDIMENTO	CONSOLIDADO
Q U I M I C O	CALCAREA	CALIZA DOLOMITA ARAGONITA TRAVERTINO	
	CALCAREA ARCILLOSA	MARGA	
	SILICOSA	PEDERNAL GEYSERITA	
	SALINA	EVAPORITAS: SAL GEMA YESO BORAX TEQUESQUITE CRISTALILLO	
O R G A N I C O	CALCAREA	CALIZA CORAL COQUINA CRETA (SASCAB)	
	SILICOSA	DIATOMITA (TIZAR)	
	CARBONOSA	TURBA LIGNITO HULLA ANTRACITA	

TABLA II-6

ROCAS METAMORFICAS	
ROCA ORIGINAL	PRODUCTO METAMORFICO
ARENISCA	CUARCITA
CALIZA	MARMOL
LUTITA	PIZARRA
BASICAS	ESQUISTOS, SERPENTINA, ETC.
GRANITO, DIORITA Y CONGLOMERADO	GNEISS

3. Habiéndose determinado el nombre de la roca, se consulta la descripción correspondiente, con el fin de comprobar su clasificación.

B. TEXTURA DE LAS ROCAS

La textura de una roca está representada por el orden, la orientación, el tamaño, la forma y el enlace de las partículas que la constituyen y que se observan a simple vista o con la ayuda de una lente de poco aumento. Quedan excluidas las innumerables texturas que, aunque formadas en los mismos principios, sólo son visibles al microscopio a través de una lámina delgada de la roca.

a. Texturas comunes de las rocas ígneas

Las diferencias en el grado de cristalización y en el tamaño, de los cristales determinan la textura de una roca ígnea; ambos factores están controlados en primer lugar por la velocidad de enfriamiento, aunque pueden tener intervención la constitución química del magma y su contenido de materiales volátiles.

1) *Piroclástica*. Constituida por partículas de vidrio volcánico, trozos pequeños de pómez, fenocristales y fragmentos de roca volcánica, cementados. Las partículas de vidrio, y la pómez pueden alterarse, en parte, convirtiéndose en arcillas. Las rocas piroclásticas son el producto de explosiones volcánicas.

2) *Vítrea*. Constituida esencialmente de vidrio volcánico. Pueden estar diseminados en el vidrio pequeños fenocristales de feldespato o de otros minerales.

El vidrio puede ser espumoso, lleno de minúsculas burbujas que forman una textura vítrea pumítica.

3) *Afanítica*. Constituida principalmente por diminutos cristales (menores de 0.5 mm) con residuo vítreo entre los cristales, o sin él. Aun cuando los cristales pueden observarse a simple vista, no es posible identificarlos sin la ayuda del microscopio. Su presencia da a la roca un lustre pétreo u opaco, en con-

traste con el lustre de vidrio de las rocas de textura vítrea. La mayor parte de las corrientes de lava tienen textura afanítica; en algunas, la corriente ha alineado a los pequeños granos minerales que dan a la roca una apariencia bandeada o fluidal.

4) *Granular*. (Fanerítica.) Constituida por cristales lo suficientemente grandes para verlos e identificarlos sin la ayuda de una lente o de un microscopio. Hay rocas en las que el tamaño medio puede variar desde 0.5 mm hasta más de 1 cm; las rocas granulares comunes, como el granito, tienen granos de tamaño de 3 a 5 mm en promedio.

5) *Porfirítica*. Compuesta de dos tamaños diferentes de los minerales, que dan a la roca una apariencia moteada. A causa de que en pequeños cuerpos intrusivos o en las lavas la textura porfirítica es la más común, ha sido atribuida a un cambio en la velocidad de enfriamiento mientras el magma estaba en cristalización. El proceso de deformación puede explicarse imaginando un gran cuerpo de magma subterráneo que puede enfriarse hasta una temperatura a la que comienzan a cristalizar uno o más minerales; como el enfriamiento es lento, los cristales de estos minerales crecen hasta adquirir un tamaño considerable. Si cuando el magma está casi a medio cristalizar se abre una grieta en el techo de la cámara, parte del magma con sus cristales suspendidos puede escapar para ir a formar una corriente de lava en la superficie. La porción todavía líquida del magma se enfría rápidamente en la superficie del terreno y rodea a los cristales grandes, llamados fenocristales, de una pasta fundamental de cristales afaníticos. Los fenocristales se formaron bajo la tierra, la pasta fundamental afanítica se forma en la superficie. Esa lava tiene una textura afanítica porfirítica. El adjetivo "porfirítico" se usa para calificar la textura que prevalece en la pasta fundamental. Las rocas que tienen una textura granular porfirítica (grandes cristales en una pasta fundamental de grano fino) son comunes en los cuerpos intrusivos. La textura vítrea porfirítica aparece en algunas corrientes de lava y en los fragmentos de pómez de las rocas piroclásticas. Otras condiciones diferentes a las de un cambio de la velocidad de enfriamiento rara vez pueden producir rocas porfiríticas.

b. *Texturas comunes de las rocas sedimentarias*

Las diferencias entre la naturaleza de las partículas constituyentes y la manera en que están unidas, determinan la textura de una roca sedimentaria.

1) *Clástica*. Constituida por fragmentos de rocas, partículas minerales o conchas, cuyo conjunto ha sido cementado. Pueden hacerse distinciones posteriores acerca del tamaño de las partículas y del grado de desgaste de los fragmentos individuales.

2) *Orgánica*. Constituida por acumulaciones de detritus orgánicos (conchas, residuos, huesos, etc.), en los cuales las partículas orgánicas individuales están tan bien conservadas (ni rotas, ni desgastadas notablemente), que los rasgos orgánicos dominan en la textura de la roca.

3) *Cristalina*. Constituida por cristales que han sido precipitados de soluciones y entrelazados íntimamente por mutua interpenetración durante su crecimiento. La roca debe su coherencia a este enlazamiento de cristales y no a la presencia de un cementante, como en el caso de las texturas clásticas y orgánicas.

c. *Texturas comunes de las rocas metamórficas*

Las diferencias en la orientación o alineamiento de los cristales y el tamaño de los mismos, determinan la textura de una roca metamórfica. Hay dos grupos generales de texturas. Las texturas foliadas, en las cuales los minerales laminares o en forma de hoja, como la mica y la clorita, están casi todos alineados paralelamente unos con otros, de tal manera que la roca se divide fácilmente a lo largo de los cuercos casi paralelos, bien orientados, de sus partículas minerales constituyentes. Las texturas no foliadas, constituidas ya sea de minerales equidimensionales o de minerales laminares orientados al azar, lo que hace que la roca se rompa en partículas angulosas.

1) *Gnéstica*. toscamente foliada; las hojas individuales tienen un espesor de 1 mm o más, pudiendo llegar a varios centímetros.

Las hojas o láminas pueden ser rectas, aplanadas, onduladas o dentadas. Difieren comúnmente en su composición, por ejemplo, los feldespatos pueden alternar con minerales oscuros. Los granos minerales son gruesos y fáciles de identificar.

2) *Esquistosa*. Hojas muy finas que forman bandas delgadas paralelas, a lo largo de las cuales la roca se parte o divide con facilidad. Los minerales individuales se ven distintamente, los minerales son principalmente laminares o en forma de bastoncillo, principalmente la mica, la clorita y la anfíbola. Pueden estar presentes, pero no en forma abundante, algunos minerales equidimensionales, como el feldespato, el granate y la piroxena.

3) *Aplanada*. Foliación muy fina en hojas planas, casi rigidamente paralelas, de fácil separación

debido al paralelismo casi perfecto de cristales microscópicos y ultramicroscópicos de minerales laminares, principalmente mica.

4) *Granoblástica*. No foliadas o débilmente foliadas. Compuesta de granos minerales que se interpenetran mutuamente y que cristalizaron simultáneamente. Los minerales son lo suficientemente grandes como para ser identificados con facilidad sin el uso de microscopio y son todos del tipo equidimensional, tales como el feldespato, el cuarzo, el granate y la piroxena.

5) *Felsítica córnea*. No foliada. Los granos minerales son por lo común microscópicos o ultramicroscópicos, aunque unos cuantos pueden ser visibles; se rompen en fragmentos de ángulos muy agudos con superficies de fractura curva.

C. ESTRUCTURA DE LAS ROCAS

Es la serie de rasgos morfológicos megascópicos de las rocas, debidos a oquedades, deformaciones o discontinuidades.

Quando los minerales que forman una roca ígnea se presentan en forma de cristales grandes, visibles a simple vista, como en el caso de un granito o de una diorita, lo más seguro en que se trate de una roca intrusiva.

Quando la roca ígnea es de textura vítreo, afanítica o porfirítica, seguramente se trata de una roca extrusiva. Algunas veces estas rocas presentan en el campo una estructura fluidal. Los basaltos presentan con frecuencia una estructura rugosa o acordonada; las riolitas, la apariencia fluidal que les ha dado su nombre y esto se puede observar aun en el ejemplar de mano, pues los cristales, principalmente los de cuarzo, están alineados en la dirección de la corriente. Otras veces, la riolita, la andesita y la dacita presentan una estructura en fajas de distinto color, en señal de la fluidez de la lava de que procedieron.

Las rocas sedimentarias de textura clástica no presentan dificultad para su identificación cuando su grano es grueso, a partir de la arenisca. Sin embargo, se da el caso de que una arenisca de grano muy grueso puede ser confundida con un conglomerado fino; entonces se le da este último nombre (también se le ha llamado arenisca conglomerática).

La identificación de las rocas sedimentarias de textura clástica, de grano fino, puede presentar alguna dificultad. Desde luego, la mayoría de las rocas de este tipo están dispuestas en capas delgadas (estratos delgados), pero hay algunas, como las calizas margosas, que se presentan en bancos gruesos. Cuando están sometidas a presiones, tanto unas como otras sufren trastornos en su posición original, que se supone horizontal y presenta inclinaciones, curvaturas, pliegues sencillos y complicados, que algunas veces conservan aun en ejemplares de mano. En este último caso, hay que atender no sólo a la textura de la roca, sino también a su estructura. Esto es importante, pues puede haber casos en que el

LISTA DE MINERALES

Carbonatos, Sulfatos, Cloruros y Óxidos, Comunes.

TABLA 31-7

MINERAL	FORMA	CRUCERO	DUREZA	DENSIDAD	OTRAS PROPIEDADES
<u>CALCITA</u> - Carbonato de calcio, CaCO_3	"Dientes de perro", ó cristales aplastados, con excelente crucero, granular, con crucero, también en masas de grano demasiado fino para ver el crucero con claridad	Tres cruceros muy perfectos, en ángulos oblicuos, que dan a los fragmentos formas romboidales	3	2.72	Generalmente incolora, blanca o amarilla, o de cualquier color debido a impurezas. Transparente u opaca, la variedad transparente muestra muy fuerte <u>doble refracción</u> (pe 1 punto, a través de la calcita, aparece como 2) Lustre vítreo u opaco <u>hierve fácilmente con ácido clorhídrico frío, diluido</u>
<u>DOLOMITA</u> - Carbonato de calcio y de magnesio, $\text{CaMg}(\text{CO}_3)_2$	Los cristales, de caras <u>rombicas</u> muestran <u>buen crucero</u> También se presenta en masas de grano fino	Tres cruceros perfectos en ángulos oblicuos como la calcita	3.5-4	2.9	Color variable, pero generalmente blanco. Transparente o translúcido Lustre vítreo o aperlado <u>Pulverizado, hierve lentamente con el ácido clorhídrico diluido, pero los cristales grandes no.</u>
<u>YESO</u> - Sulfato hidratado de calcio, $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$	Cristales tabulares, y masas granulares, terrosas, fibrosas y aún con crucero	Un <u>crucero perfecto</u> que da <u>laminas flexibles delgadas</u> Otros 2 son malos perfectos	2	2.2-2.4	<u>Incolora o blanco</u> por impurezas, otros colores. Transparente u opaco Lustre vítreo, aperlado o sedoso. Las lamillas de crucero son flexibles, pero no <u>elásticas</u> como las de la mica
<u>HALITA</u> - (Sal de roca) Cloruro de sodio, NaCl	Cristales cúbicos (Fig. 2-6) Masas granulares	Crucero cúbico excelente (3 cruceros en ángulo recto entre sí).	2-2.5	2.1	<u>Incolora o blanca</u> , pero por impurezas, presenta diversos colores. El color puede estar distribuido sin uniformidad en el cristal. Transparente o translúcido Lustre vítreo Sabor salado
<u>OPALO</u> - Sílice hidratada, con 3% a 12% de agua $\text{SiO}_2 \cdot n\text{H}_2\text{O}$ No tiene una estructura interior geométrica definida, por lo tanto, es un mineraloide, no un verdadero mineral	<u>Amorfo</u> Generalmente en vetas o en masas irregulares que muestran una estructura <u>bandeada</u> Puede ser terroso.	Ninguno <u>Fractura conchoidal</u>	5-6.5	2.1-2.3	Color <u>variable en alto grado, a menudo en fajas u ondulado</u> Translúcido u opaco. <u>Lustre parecido al de la cera</u>
<u>CALCEDONIA</u> - (Cuarzo criptico, no fino) Óxido de silicio, SiO_2	Cristales demasiado pequeños para ser visibles. A veces con bordes muy marcados. También se presenta	Ninguno <u>Fractura conchoidal</u>	6-6.5	2.6	El color es por lo común blanco o gris claro, pero las impurezas le pueden dar cualquier color. Se <u>debe</u> <u>dejar</u> <u>dejar</u>



MINERAL	FORMA	CRUCE	DUREZA	DENSIDAD	OTRAS PROPIEDADES
<u>CUARZO</u> - Cristal de sílice (SiO ₂)	Cristales prismáticos de seis caras. Terminados por 6 caras triángulares. También macizo	Ninguno o apenas notable. Fractura conchoidal	7	2.65	Generalmente incoloro o blanco, pero puede ser amarillo, rosado, pardo ahumado, translúcido, y aun negro transparente u opaco. Llustre vítreo o gresoso.
<u>MAGNETITA</u> - Combinación de óxidos férrico y férrico Fe ₃ O ₄	Cristales bien formados, de 8 caras, generalmente en agregados compactos, o granos dispersados o sueltos en la roca.	Ninguno. Fractura conchoidal o disparrajada. Puede partirse en fragmentos que parecen cruceros.	5.5-6.5	5-5.2	Negra. Opaco. Llustre metálico o submetálico. Raspadura negra fuertemente atraída por un imán. La magnetita es un mineral importante de hierro.
<u>HEMATITA</u> - Óxido férrico, Fe ₂ O ₃	Sumamente variada, compacta, granular, fibrosa, o terrosa, micáceas, rara vez en cristales bien formados.	Ninguno, pero algunos ejemplares fibrosos o micáceos se parten como si tuvieran cruceros, fractura desigual o astillada.	5-6.5	4.9-5.3	Color gris de acero, pardo rojizo, rojo o negro de hierro. Llustre metálico o terroso. Raspadura característica roja parduzca. La hematita es el mineral de hierro más importante.
<u>"LIRONITA"</u> - El estudio microscópico muestra que el material llamado lironita no es un solo mineral. La mayoría de las "lironitas" es la variedad, en cristales muy finos, del mineral GOETHITA que contiene agua absorbida. Óxido férrico hidratado, con cantidades menores de otros elementos. Aproximadamente: Fe ₂ O ₃ · H ₂ O	Masas compactas o terrosas, puede presentar estructura fibrosa radial.	Ninguno. Fractura conchoidal o terrosa.	1-5.5	3.4-4	Color amarillo, pardo o negro. Llustre terroso opaco, que la distingue de la hematita. Raspadura característica parda amarillenta. Mineral común de hierro.
<u>HIELO</u> - Óxido de hidrógeno H ₂ O	Granos irregulares, pajillas irregulares en forma de flecos, con simetría exagonal, macizo.	Ninguno. Fractura conchoidal.	1.5	0.9	Incoloro, blanco o azul. Llustre vítreo. Funde a 0°C por lo tanto, es líquido a la temperatura del cuarto. Bajo de peso específico.

Silicatos comunes en la formación de las rocas.

<u>FELDSPATO POTÁSICO</u> (Orthoclase) y sodio (Albite) y calcio (Anortita) más de 90% NaAlSi ₃ O ₈	Cristales en forma de placa, macizo, con cruceros excelentes.	Uno perfecto y uno bueno que hacen un ángulo de 90°.	6	2.5-2.6	Generalmente blanco, gris, rosado, o amarillo pálido, rara vez incoloro. Generalmente opaco, pero puede ser transparente en las rocas volcánicas. Vítreo. Llustre opaco. En el mejor crucero se divide en 6 partes iguales por la extensión de los ejes.
---	---	--	---	---------	--



MINERAL	FORMA	CRUCERO	DUREZA	DENSIDAD	OTRAS PROPIEDADES
<p>ORTOCLASA - (Feldspato) Silicato complejo de potasio, aluminio, sodio y calcio, $NaAlSi_3O_8$ o $CaAl_2Si_2O_8$</p>	<p>En cristales bien formados y en masas granulares o con crucero</p>	<p>Dos buenos cruceros, casi en ángulo recto, (86°) No muy claro en algunas rocas volcánicas</p>	<p>6-6.5</p>	<p>2.6-2.7</p>	<p>Generalmente blanco ceroso, pero puede presentar otros colores. Algunas variedades grises presentan un juego de colores llamado <u>opalescencia</u>. Transparente en algunas rocas volcánicas. Lustre vítreo o aperlado. Se distingue de la ortoclasa por la presencia en la cara del mayor crucero, de <u>estrías</u> (líneas finas paralelas).</p>
<p>MUSCOVITA - (Mica blanca, cola de pescado) Un silicato complejo de potasio y aluminio, $KAl_2Si_2O_7(OH)_2$, aproximadamente, pero varía</p>	<p>Cristales como escamas delgadas, o en agregados foliados, escamosos</p>	<p>Perfecto en una dirección, que separa laminillas delgadas, transparentes, flexibles.</p>	<p>2-3</p>	<p>2.8-3.1</p>	<p>Incolora, pero puede ser gris, verde o pardo claro en piezas gruesas. <u>Transparente</u> o <u>translúcida</u>. Lustre aperlado o vítreo</p>
<p>BIOTITA - (Mica negra) Un silicato complejo de potasio, hierro, aluminio y magnesio, de composición variable, pero aproximada $K(Mg, Fe)_3AlSi_3O_{10}(OH)_2$</p>	<p>Cristales como escamas delgadas, generalmente de 6 lados, y en masas escamosas foliadas.</p>	<p>Perfecto en una dirección que da laminillas delgadas, flexibles</p>	<p>2.5-3</p>	<p>2.7-3.2</p>	<p>Negra o parda oscura. <u>Translúcida</u> u opaca. Lustre aperlado o vítreo. Raspadura blanca o verdosa</p>
<p>PIROXENA (C) Un grupo de soluciones sólidas de silicatos, principalmente de silicatos de Ca, Mg y Fe con cantidades variables de otros elementos. Variedades más comunes: <u>augita</u> e <u>hiperstena</u></p>	<p>Generalmente en cristales cortos, prismáticos, de 8 caras, <u>el ángulo entre caras alternas de cerca de 90°</u>. También en masas compactas y en granos diseminados</p>	<p>Dos cruceros en ángulo casi recto. Crucero no siempre bien desarrollado. la fractura, en algunos ejemplares, desigual o conchoidal.</p>	<p>5-6</p>	<p>3.2-3.6</p>	<p>Por lo común el color es verdoso o negro. Lustre opaco o vítreo. Raspadura gris verdosa. <u>Se distingue de la anfíbola por el crucero a 90° y los cristales de 8 caras</u> y por el hecho de que la mayoría de los cristales son cortos y muy duros en vez de prismas largos y delgados como en la anfíbola.</p>
<p>ANFIBOLA - Un grupo de silicatos complejos, en solución sólida, principalmente de Ca, Mg, Fe y Al. Composición semejante a la piroxena, pero contiene un poco de ión de hidroxilo (OH). La variedad más común de las anfíbolas es la <u>hornblenda</u>.</p>	<p><u>Cristales largos, prismáticos, de 5 caras</u>, también en masas irregulares o fibrosas, con cristales que se entrelazan, y en granos diseminados</p>	<p>Dos buenos cruceros que se encuentran en <u>ángulos de 56° y 124°</u></p>	<p>5-6</p>	<p>2.9-3.2</p>	<p>Color negro o verde claro, o aún incolora. Opaco. <u>Lustre vítreo intenso en las superficies de crucero</u>. Se distingue de la piroxena por la diferencia en el ángulo del crucero y por la forma del cristal. La anfíbola tiene mucho mejor crucero y mayor lustre que la piroxena</p>
<p>OLIVINO - Silicato de hierro y de magnesio, $(Fe, Mg)_2SiO_4$</p>	<p>Generalmente en granos como de vidrio y en agregados granulares</p>	<p>Tan débil que es raro verlo. <u>Fractura conchoidal</u></p>	<p>6.5-7</p>	<p>3.2-3.6</p>	<p>Varios tonos del verde, también amarillento opalescente y parduzco cuando está algo alterado. <u>Transparente</u> o <u>translúcida</u>. Lustre vítreo. Se parece al cuarzo en pequeños fragmentos, pero tiene un <u>color verdoso característico</u> o menor que este alterado</p>



MINERAL	FORMA	CRUCERO	DUREZA	DENSIDAD	OTRAS PROPIEDADES
GRANATE - Un grupo de silicatos en solución sólida, que tienen una fórmula general con proporciones variables de diferentes elementos - metálicos. La variedad más común contiene Ca, Fe y Al, pero los granates pueden contener varios elementos más.	Generalmente en cristales equidimensionales, bien formados, pero - también macizo y granular.	Ninguno. Fractura conchoidal o desigual.	6.5-7.5	3.4-4.3	Generalmente rojo, pardo o amarillo, pero puede presentar otros colores. Transparente u opaco. <u>Lustre resinoso o vítreo.</u>
SILLIMANITA - (Fibrolita) Silicato de aluminio, Al_2SiO_5	En cristales largos, delgados, o fibroso.	Paralelo a lo largo pero raras veces se nota.	6-7	3.2	Gris, blanco, verde gris, o incoloro, cristales prismáticos delgados, o en masas de fibras aterciopeladas. Raspadura blanca o incolora.
KIANITA o CIANITA - (Distena) Silicato de aluminio, Al_2SiO_5	Cristales largos en forma de hoja de cuchillo.	Uno, perfecto, y otro apenas notable, paralelos a la máxima dimensión del cristal, y una partición muy tosca a través de los cristales.	4-7	3.5-3.7	Incoloro, blanco, o de un color azul claro distintivo. Puede ser rayado con la navaja en sentido paralelo al crucero, pero en el - transversal es más dura que el acero.
STAUROLITA Silicato de Fe y Al, $Fe(OH)_2(Al_2SiO_5)_2$	Cristales prismáticos - robustos y en gemelaciones en forma de cruz.	Muy poco notable.	7-7.5	3.7	Pardo rojizo, pardo amarillento o negro parduzco. Por lo general, en cristales bien formados, de mayor tamaño que los minerales de la matriz en que viene.
EPIDOTA Un grupo complejo de silicatos de Ca, Fe, Al $Ca_2(Al,Fe)_3(SiO_4)_3(OH)$	Cristales cortos, de 6 caras, o grupos de cristales radiantes y en masas compactas y granulares.	Un crucero bueno, en algunos ejemplares, un segundo crucero, poco notable, hace ángulo de 115° con el primero.	6-7	3.4	Color característico verde amarillento. (verde pistache) Lustre vítreo.
CLOPITA Un grupo complejo de silicatos hidratados de Mg y Al, que contienen Fe y otros elementos en pequeña cantidad.	Comunmente en masas foliadas o escamosas, puede presentarse en cristales tabulares de 6 caras que parecen mica.	Un crucero perfecto, que da laminitas delgadas, flexibles, pero no elásticas.	1-2.5	2.6-3	Verde yerba o verde negruzco, translúcido u opaco. Raspadura verdosa. Lustre vítreo muy fácilmente desintegrable.
SERPENTINA Un grupo complejo de silicatos hidratados de Mg, op. ca. $H_4Mg_3Si_2O_{10}$	Foliada o fibrosa, generalmente maciza.	Por lo común, un solo crucero, pero puede ser en prismas. Fractura - generalmente conchoidal o estriada.	2.5-4	2.5-2.65	Tacto suave, algunas veces grasoso. Color verde puercal o verde negruzco, que varía a rojo parduzco, amarillo, etc. Lustre resinoso o grasoso. Transparente u opaco. Fractura -



MINERAL	FORMA	CRUCERO	DUREZA	DENSIDAD	OTRAS PROPIEDADES
TALCO- Silicato hidratado de $Mg, Mg_3(OH)_2 Si_4 O_{10}$	En escamas pequeñitas y en masas suaves compactas	Un crucero perfecto que forma escamas y pedacitos chicos	1	2.8	Blanco, blanco plateado o verde manzana muy suave, con tacto <u>graso</u> Lustre <u>apertado</u> en las superficies de crucero.
KALINITA Silicato hidratado de $Al, H, Al_2 Si_2 O_9 \cdot H_2 O$, representante de 3 o 4 minerales semejantes comunes en las arcillas	Por lo común, en <u>masas terrosas</u> , suaves compactas.	Los cristales son siempre tan pequeños que el crucero solo es visible al microscopio	1-2	2.2-2.6	Color blanco, pero puede estar manchado por impurezas. Tacto <u>graso</u> Se <u>adhiere a la lengua</u> y se <u>vuelve plástico cuando se moja</u> "huele a arcilla" ante el aliento
Minerales metálicos (menas), importantes. (Véase también la lista de minerales de Fe en la hoja b).					
GALENA- Sulfuro de plomo, PbS .	Son comunes los cristales <u>cúbicos</u> , pero predominan las masas granulares, de grano grueso o fino.	<u>Tres cruceros cúbicos perfectos</u> , a 90° entre sí.	2.5	7.3-7.6	Color <u>gris plateado</u> . Lustre metálico. Raspadura <u>gris plateada</u> o negra grisácea. Es el principal mineral (mena) de plomo
ESFALERITA- Sulfuro de Cinc (casi siempre contiene un poco de hierro), ZnS	Es común en cristales, pero en lo general en masas de grano grueso o fino.	<u>Seis cruceros perfectos</u> , a 60° entre sí	3.5-4	3.9-4.2	El color varía del blanco al negro, pero es comúnmente <u>pardo amarillento</u> Translúcido u opaco. Lustre <u>resinoso</u> o <u>adamantino</u> Raspadura <u>blanca amarilla pálida</u> o parda. Es el principal mineral de cinc
PIRITA- ("El oro de los tontos"), Sulfuro de hierro, FeS_2	Cristales bien formados comúnmente <u>cúbicos</u> , con caras <u>estriadas</u> ; también en masas granulares.	Ninguno. Fractura desigual.	6-6.5	4.9-5.2	Color <u>amarillo de latón pálido</u> Opaco Lustre metálico Raspadura <u>negra verdosa</u> o parduzca Frágil No es fuente de hierro. Se usaba en la fabricación de ácido Sulfúrico. En general acompaña a minerales de diferentes metales.
CHALCOPIRITA o CALCOPIRITA- Sulfuro de hierro y cobre, $CuFeS_2$	En masas compactas o diseminadas; rara vez en cristales en forma de cuño.	Ninguno Fractura desigual	3.5-4	4.1-4.3	<u>Amarillo dorado</u> o <u>bronceado</u> Por oxidación, azul morado, rojizo iridiscente. Raspadura <u>negra verdosa</u> Se distingue de la pirita por ser más intenso el amarillo y por su menor dureza. Mineral común de cobre.
CHALCOCITA o CALCOCITA (Cobre luciente) Sulfuro cuproso, Cu_2S	Maciza, rara vez en cristales de forma <u>trigonal</u> Puede oxidarse y adquirir superficialmente tonos de azul y verde.	Indistinto, rara vez observable.	2.5-3	5.5-5.8	Gris negruzco o gris de acero, por lo general <u>oxidado</u> en azul o verde Raspadura <u>gris oscuro</u> Muy <u>pegada</u> Lustre metálico Mineral importante de cobre



MINERAL	FORMA	CRUCERO	DUREZA	DENSIDAD	OTRAS PROPIEDADES
<u>COBRE</u> - (Cobre nativo) Elemento químico, Cu	Hojas <u>dobladas</u> , y <u>reforjadas</u> y en forma de <u>plambro</u> , <u>granos aplastados</u> , o <u>redondeados</u>	Ninguno	2.5-3	8.8-8.9	Color de <u>cobre característico</u> , pero casi siempre <u>manchado de verde</u> . Sumamente <u>dúctil</u> y <u>malleable</u> . Excelente conductor del <u>calor</u> y de la <u>electricidad</u> . <u>Muy pesado</u> .
<u>ORO</u> - Elemento químico, Au	Macizo o en planchas <u>delgadas</u> , también en <u>granos aplastados</u> o <u>laminillas</u> . Son muy raros los <u>crisales distintos</u>	Ninguno	2.5-3	19.3	Color <u>amarillo de oro característico</u> , y en <u>raspadura</u> . <u>Extremadamente pesado</u> . <u>Muy malleable</u> y <u>dúctil</u> .
<u>PLATA</u> - Elemento químico, Ag	En <u>granos aplastados</u> y en <u>escamas</u> , raras veces en forma de <u>plambro</u> , o en <u>crisales</u> en forma de <u>agujas irregulares</u>	Ninguno.	2.5-3	10-11	Color y <u>raspadura blanca de plata</u> , pero puede presentar en la <u>superficie</u> color <u>gris</u> o <u>negro</u> . <u>Sumamente dúctil</u> y <u>malleable</u> . <u>Muy pesada</u> . <u>Lustre metálico de espejo</u> , en <u>superficie limpia</u> .
<u>CASITERITA</u> - Óxido de estaño, SnO ₂	<u>Crísales prismáticos</u> de 4 caras, bien <u>formados</u> , terminados en <u>pirámide</u> , 2 <u>crísales</u> pueden <u>enlazarse</u> para formar <u>gemelos</u> en forma de <u>rodillo</u> , también en <u>masas arrañadas</u> , como <u>cantos de río</u>	Ninguno <u>fractura curva</u> o <u>irregular</u>	6-7	7	<u>Pardo</u> o <u>negro</u> . <u>Lustre adamantino</u> . <u>Raspadura blanca</u> o <u>amarillo pálido</u> . Principal mineral de <u>estaño</u> .
<u>URANINITA</u> - (Pachblenda) Óxido de uranio, UO ₂ o U ₃ O ₈	<u>Crísales regulares</u> de 8 caras, o <u>cúbicos</u> , <u>maciza</u>	Ninguno, <u>fractura conchoidal</u> o <u>desigual</u> .	5-6	6.5-10	Color <u>negro</u> o <u>negro parduzco</u> . <u>Lustre submetálico</u> , <u>resinoso</u> , u <u>opaco</u> . Principal mineral productor de <u>uranio</u> , <u>radio</u> , etc.
<u>CARNOTITA</u> - Vanadato de cesio y uranio, K ₂ (UO ₂) ₂ (VO ₂) ₂ · 8H ₂ O	<u>Polvo terroso</u>	No aparente	Muy suave	Aprox 4.1	Color <u>brillante amarillo canario</u> . Es mineral de <u>vanadio</u> y <u>uranio</u> .



tamaño de un ejemplar de mano no alcance a traducir el espesor de la capa de roca en el campo.

Algunas calizas de origen orgánico presentan una estructura en bancos gruesos o en grandes masas (corales) y esto no aparece en un ejemplar de mano.

La diatomita (tiza) está formada por carapachos tan pequeños que sólo pueden verse al microscopio con un fuerte aumento; pero el polvo del material frotado entre los dedos y muy cerca del oído produce un ligero ruido que lo hace distinguir del caolín, además de que al tacto es diferente. Por otra parte, una poca de agua hace ver inmediatamente que la diatomita no es plástica.

Las lutitas (lodos endurecidos) abarcan no sólo a formaciones arcillosas y limosas, sino también a las margosas. Expuestas a la intemperie, estas rocas se alteran fácilmente, se agrietan primero, se rompen después, se deshacen y dan lugar a la formación de suelos sumamente plásticos. Recuérdese el comportamiento del "choy" en el norte del país.

Hay que advertir que las margas están aquí comprendidas en las lutitas, en general, pues su apariencia es la misma cuando se presentan en capas de poco espesor. Con el ácido clorhídrico se puede hacer la distinción con facilidad, pues solamente las margas hacen efervescencia con él, debido a la presencia en ellas del carbonato de calcio.

Cuando se trata de rocas metamórficas foliadas, la estructura tiene mucha intervención en su identificación.

El gneis presenta una estructura en fajas o bandas, que separan a los minerales que lo forman, esto es, hay unas fajas de cuarzo, otras de mica, otras de feldespato, etc. Si el ejemplar que se examina está roto paralelamente a una de esas fajas, presentará la textura correspondiente a cada una de dichas bandas. Esto es más notable en los esquistos, pues en ellos destacará sobre todo el mineral abundante (la clorita, la mica, etc.) y puede no notarse su estructura, que casi siempre es muy plegada, más que en los gneises, y los cristales de los minerales son más pequeños.

La fisilidad de las pizarras es independiente de la estratificación, esto es, se dividen fácilmente en láminas que no tienen relación con la posición original de los estratos. Así como en los esquistos se llama esquistosidad a la propiedad que tienen de dividirse fácilmente en láminas cortas y delgadas, se llama pizarrosidad a la propiedad que tienen las pizarras de dividirse en hojas o láminas más o menos amplias, en una dirección independiente de la de los planos de estratificación.

Entre las rocas metamórficas no foliadas merece una nota el mármol, en el que el carbonato de calcio de las calizas de que procede está convertido en calcita, que forma cristales de todos tamaños, desde muy grandes hasta muy pequeños. El mármol de cristales grandes, triturado, se utiliza para la fabricación de granito artificial, el de grano fino, blanco o de colores, sirve para fines ornamentales. El már-

mol negro contiene carbón grafitico y proviene de calizas que contienen originalmente carbón finamente dividido. En ejemplares de mano estas calizas negras han sido confundidas a veces con basalto.

Cuando se trata de carbonatos o de rocas que los contienen, la aplicación del ácido clorhídrico hace que se desprenda el anhídrido carbónico (CO_2) que los forma, lo que se efectúa con efervescencia, que es mayor mientras mayor es la concentración del ácido y, desde luego, el contenido de carbonato en la roca que se analiza.

Es suficiente una concentración al 10%, lo que tiene la ventaja de que cuando se trata del carbonato doble de calcio y de magnesio (dolomía o dolomita), o de calizas dolomíticas, estas rocas no hacen efervescencia o la hacen muy débil con el ácido diluido. Entonces se obtiene con la navaja un poco de polvo del ejemplar y así se logra la efervescencia y la identificación.

II-4 ROCAS COMUNES

A. ROCAS IGNEAS COMUNES

a. Rocas extrusivas piroclásticas

1) *Toba*. La toba volcánica es una roca piroclástica de grano fino compuesta de fragmentos menores de 5 mm. La mayor parte de los fragmentos son fenocristales rotos y fragmentos de lava solidificada; otros constituyentes comunes son partículas de vidrio volcánico, ya sean esquivras microscópicas llamadas escamas o corpúsculos espumosos de pómez. También pueden estar presentes partículas de la roca basal sobre la cual se apoya el volcán. Generalmente las tobas son rocas poco resistentes, aunque algunas se encuentren lo suficientemente bien consolidadas como para soportar cualquier cimentación o para ser cortadas con taludes verticales. Muchas tobas se encuentran entre los peores materiales en cuanto a la tendencia al deslizamiento; la arcilla montmorillonítica es un constituyente de la bentonita, mineral común de las tobas y su presencia debe tomarse siempre como señal de peligro.

Esta roca es muy abundante en toda la Sierra Madre Occidental, generalmente intercalada con lavas volcánicas.

2) *Brecha volcánica*. En la brecha volcánica dominan como componentes fragmentos de más de 5 mm. En general, los fragmentos de lava son más abundantes que en la toba, las partículas de vidrio y la pómez pueden ser escasas. La escoria (tezontle) abunda en algunas brechas. La escoria puede formar grandes bloques angulares, bombas estriadas de 2 a 15 cm de largo con la forma de un huso o lágrima, por haber sido lanzadas al aire cuando todavía estaban fundidas.

3) *Lapilli*. Es un material fragmentario formado por partículas sueltas de unos 2 cm, constituidas de

lava espumosa y que fueron eyectadas por volcanes. Se usa mucho en construcción de carreteras, ya que es excelente material para base y para revestimiento, mezclado con algún cementante.

Es muy frecuente encontrar este material en conos volcánicos cineríticos, casi siempre en explotación.

Algunas brechas volcánicas se forman como las tobas, pero otras son partículas de corrientes de lodo volcánico. Se ha visto que cuando han caído lluvias intensas en las laderas de fuertes pendientes de un cono volcánico, se han producido deslizamientos como aludes de detritus proclásticos sin consolidar. Se han formado otras corrientes de lodo por nubes procedentes de erupciones explosivas a través de cráteres lagos. Los detritus volcánicos pueden viajar varios kilómetros como corrientes en los valles.

4) *Obsidiana*. La obsidiana es un vidrio natural formado principalmente por magmas de composición riolítica, dacítica o andesítica. Es lustrosa y se rompe con superficie conchoidal. La mayor parte de las obsidianas son negras a causa de que tienen diseminados granos de magnetita y minerales ferromagnesianos, pero pueden ser rojas o grises por la oxidación del hierro, provocada por los gases magnéticos calientes. Los fragmentos delgados de obsidiana son casi transparentes. Se les encuentra a lo largo de las orillas de las intrusiones y raras veces forman pequeñas masas intrusivas.

La mayor parte de las obsidianas intrusivas tienen un lustre opaco parecido al de la pez, y a esa variedad se le llama *pedra pez*.

5) *Pómez*. La pómez es espuma de vidrio, caracterizada por un color gris blanco y llena de minúsculas burbujas. Las burbujas son tan numerosas que la pómez flota en el agua. La pómez abunda en forma de fragmentos en las tobas y en las brechas. Forma también corrientes distintas, o más comúnmente, corona corrientes de obsidiana y de riolita y se gradúa hacia abajo hasta confundirse con la lava no espumosa.

b. *Rocas extrusivas. Lavas*

1) *Riolita*. La riolita tiene una pasta fundamental afanítica salpicada de fenocristales de cuarzo o de feldespato de potasio. El color de la riolita varía ampliamente, pero en general es blanco o amarillo claro, gris o rojo. La mayor parte de las riolitas tienen una estructura bandeada, es decir, muestran una serie de capas alineadas, que se formaron cuando el magma fluyó pastoso antes de solidificarse.

La máxima manifestación de las riolitas y sus tobas se halla en las cumbres de la Sierra Madre Occidental, que comprende zonas de los estados de Nayarit, Zacatecas, Sinaloa, Durango y Chihuahua. También es abundante en el centro del país.

2) *Dacita*. La dacita es semejante a la riolita, con la excepción de que es la plagioclasa la que predomina, en vez del feldespato de potasio. Tiene la

misma relación a la riolita que la que tiene la granodiorita con el granito (véase más adelante).

La riolita y la dacita se encuentran como corrientes de lava y como pequeñas intrusiones.

3) *Andesita*. La andesita es una roca afanítica y frecuentemente porfirítica, que se parece a la dacita, pero que no contiene cuarzo. El feldespato plagioclasa constituye el fenocristal más común, pero pueden estar presentes la piroxena, la anfíbola o la biotita. La mayoría de las andesitas presentan estructura bandeada, pero no tan notable como las riolitas. El color de las andesitas varía del blanco al negro, aunque la mayoría son de color gris oscuro o gris verdoso. La andesita es abundante en corrientes de lava y también en fragmentos en la brecha volcánica, particularmente en cordilleras rematadas por volcanes, como la de Los Andes (de donde deriva su nombre), las Cascadas y los Cárpatos. La andesita también forma pequeñas masas intrusivas.

La Sierra de Pachuca está constituida por andesitas en sus dos terceras partes inferiores. La cumbre, o sea la tercera parte superior, está constituida por dacitas. Las vetas minerales del Distrito Minero de Pachuca y Real del Monte "arman" en andesitas.

Gran parte del contorno de la cuenca del Valle de México está constituida por andesitas, la Sierra Nevada, el Ajusco, las Sierras de Las Cruces y Monte Alto son todas andesíticas. El gran abanico de origen fluvio-glacial que cubre las laldas de las sierras del sur de la ciudad de México, está formado por material andesítico piroclástico (arenas y gravas) retransportado. El mismo material se encuentra al oriente de Texcoco, así como en las "lomas" de Cuernavaca, Mor., y en el Estado de México en los montes de Ocuilán, en Mamilalco y en Malmaltenango.

4) *Basalto*. El basalto es una roca afanítica de un color gris o negro, la mayor parte de los basaltos no son porfíricos, pero algunos contienen fenocristales de plagioclasa y olivino.

El basalto es la lava más abundante en el mundo y está muy esparcida en forma de grandes mesetas que cubren miles de kilómetros cuadrados. Aunque forma típicamente corrientes de lava, el basalto es también común en pequeñas masas intrusivas.

El basalto es muy abundante en la República, especialmente en el Valle de México y sus alrededores. Se le encuentra en casi todos los estados.

c. *Rocas intrusivas*

1) *Granito*. El granito, que se caracteriza por una textura granular, tiene como sus dos minerales más abundantes el cuarzo y el feldespato, y en consecuencia, la mayoría de los granitos son de color claro. En la mayoría de los granitos también están presentes la biotita y la hornblenda, o una de ellas.

Abunda en las costas del Océano Pacífico, en la Sierra de Chiapas, en el batolito de Acapulco, en Guerrero, y los de Michoacán y Jalisco. En los dos

extremos de la península de Baja California, región de El Cabo en el sur y Sierra de Juárez, Kukapás y Ranmorosa, en el norte. En algunas regiones de los estados de Sonora y Sinaloa, en donde está muy alterado, recibe el nombre de Tucuruquay y presenta la apariencia de una arena gruesa pobremente cementada.

Técnicamente, el término granito está reservado a aquellas rocas ígneas granulares, cuarcíferas, que tienen el feldespato potásico como mineral predominante. Aquella en la que predomina la plagioclasa se llama granodiorita (compárese con la riolita y la dacita citadas con anterioridad). Generalmente la granodiorita puede distinguirse del granito por las estrías finas que caracterizan a una de las superficies de craqueo de la plagioclasa.

Se la encuentra con frecuencia en las mismas zonas que el granito.

Los levantamientos geológicos muestran que el granito y la granodiorita se encuentran en grandes cantidades en la corteza terrestre. Forman grandes masas intrusivas a lo largo del núcleo de varias cordilleras, así como en otras áreas que han sufrido una erosión profunda. Son típicamente rocas continentales y nunca han sido encontradas en islas oceánicas aisladas ni lejos de las masas continentales.

Algunos granitos son de origen metamórfico, en vez de ígneo.

2) *Diorita*. La diorita es una roca granular compuesta de plagioclasa y menores cantidades de minerales ferromagnesianos. De éstos los más comunes son la hornblenda, la biotita y la piroxena. En general las masas de diorita son de menor tamaño que las de granito o de granodiorita.

La diorita se presenta en grandes masas, como al sur de Zitácuaro (Cerro de La Coyota) y en muchos lugares de la Sierra Madre Occidental y de las costas del Océano Pacífico. En el gran batolito de Acapulco, a los lados de la carretera es común ver con frecuencia diques de diorita que atraviesan la masa del granito. En el cruce del río Aguacatillo se ve un contacto de granito con diorita. La pequeña península de La Quebrada es una intrusión de diorita en granito.

3) *Gabro*. El gabro es una roca granular compuesta principalmente de plagioclasa y piroxena y, por lo común, con pequeñas cantidades de otros minerales ferromagnesianos, especialmente olivino. Si los minerales ferromagnesianos predominan sobre la plagioclasa, de modo que la roca sea de color obscuro, generalmente es correcto llamarla gabro, aunque la distinción microscópica con la diorita reside en la identificación de la plagioclasa, que no es determinable a simple vista.

El gabro se encuentra distribuido tanto en grandes como en pequeñas masas. Es especialmente común en diques y láminas intrusivas delgadas, de grano fino. En la mayoría de estas pequeñas intrusiones, los granos minerales son tan pequeños que son difícilmente reconocibles sin la ayuda del microscopio.

Esos gabros, con tamaño de grano intermedio entre el basalto y el del gabro normal, se llaman doleritas o diabasas.

Se conocen en México algunos lugares donde aparece el gabro sano. En el Estado de San Luis Potosí, en la presa La Ventilla, en el Estado de Hidalgo, cerca de Tlalchinol, en el camino Pachuca-Huejutla; en el Estado de Sinaloa, en algunos cortes del Ferrocarril Chihuahua-Pacífico. En el Estado de Baja California, con motivo de algunos cortes en el camino Tijuana-Ensenada se ha encontrado un gabro, a veces cavernoso, pero resistente, a pesar de una alteración profunda causada por una larga permanencia bajo las aguas del mar.

4) *Peridotita, piroxenita y serpentina*. En algunas regiones son comunes las rocas de textura granular, casi enteramente compuesta de minerales ferromagnesianos, sin feldespato. Si la roca tiene olivino, como constituye predominante, se llama peridotita, si está constituida totalmente por piroxenas, se llama piroxenita.

A las peridotitas y piroxenitas alteradas se les llama serpentinas. En virtud de que la serpentina está compuesta casi por completo de minerales secundarios que no se solidificaron directamente del magma, se clasifica a menudo como roca metamórfica en vez de ígnea. La serpentina forma láminas intrusivas, diques y otras pequeñas masas intrusivas.

5) *Pórfido*. El término antiguo de pórfido se usa aquí de modo indefinido. Es común aplicarlo a las rocas ígneas intrusivas de grano fino, de textura porfírica, en las cuales los fenocristales constituyen el 25% o más de su volumen. La pasta fundamental puede ser afánítica de grano grueso o lamelítica de grano fino. Se antepone la palabra pórfido el nombre de la roca cuya composición y textura se ajustan a la pasta fundamental.

Para distinguirlo del adjetivo porfírico, el nombre de "pórfido" no debe ser aplicado a las rocas porfíricas que tengan una pasta fundamental de grano grueso, o a corrientes de lava porfírica que contengan unos cuantos fenocristales diseminados. La primera debe llamarse diorita porfírica y la última andesita porfírica, si tiene la misma composición que la diorita y la andesita.

El pórfido de granito, el pórfido de granodiorita y el pórfido de la diorita, forman diques cerca de las masas de granito y de granodiorita. El pórfido de riolita, el pórfido de dacita y el pórfido de andesita son comunes en los cuellos volcánicos y en otras pequeñas masas intrusivas.

B. ROCAS SEDIMENTARIAS COMUNES

a) *Conglomerado*. El conglomerado es grava cementada. La grava es un depósito sin consolidar compuesto principalmente de fragmentos arrastrados por los ríos. Estos fragmentos pueden ser de cualquier clase de roca o de mineral y de cualquier tamaño. La mayor parte de los conglomerados, espe-

cialmente los que han sido depositados por los ríos, tienen mucha arena y otros materiales finos que llenan los espacios entre las gravas. Algunos conglomerados de playa que han sido lavados cuidadosamente, contienen poca arena.

Se le encuentra formando grandes masas en el Estado de Guerrero, en las zonas de Chilapa y Tlapa bastante alterado por intemperismo. En el norte del país también es frecuente encontrarlo ocupando grandes extensiones. En masas pequeñas se le encuentra en todas partes.

b) *Brecha*. Las brechas sedimentarias se parecen a los conglomerados, excepto en que la mayoría de los fragmentos son angulosos en vez de redondeados, sin que exista una frontera definida entre dichas rocas. Por la forma angulosa de sus fragmentos constituyentes es evidente que los componentes de las brechas sufrieron un desgaste y transporte relativamente pequeños antes de ser depositados. Hay otras clases de brechas que no son sedimentarias, como las volcánicas y las de falla.

Las brechas son abundantes en las áreas montañosas que han estado sometidas a movimientos tectónicos intensos.

c) *Arenisca*. La arenisca es arena cementada. La arena, por definición, consiste de partículas de un diámetro comprendido entre 4.76 mm (malla N° 4) y 0.074 mm (malla N° 200).

La arena se acumula en diferentes medios. Algunas son depositadas por los ríos, otras son acumuladas por los vientos para formar médanos, otras son extendidas por las olas y las corrientes a lo largo de las playas o en aguas de poca profundidad en las plataformas continentales, otras son transportadas por corrientes turbias a lo largo de pendientes submarinas hasta el fondo del mar.

Se reconocen tres variedades principales de arenisca.

1) *Arenisca de cuarzo*. Compuesta principalmente de granos del mineral cuarzo, aunque puede contener pequeñas cantidades de otros minerales.

2) *Arkosa*. Es una arenisca rica en feldespato. Puede contener casi tantas partículas de feldespato parcialmente intemperizado como de cuarzo, o aún más. La mayor parte de las arkosas han sido formadas por la erosión rápida de rocas ricas en granos de feldespato, tales como los granitos y los gneises y por el depósito rápido de esos detritus erosionados, sin que el feldespato haya tenido tiempo de que el intemperismo lo convirtiera en arcilla.

3) *Grauvaca*. Es una "arena sucia" cementada, que contiene grandes cantidades de arcilla y fragmentos de roca, a los que se agregan cuarzo y feldespato. Varias grauvacas contienen muchos detritus piroclásticos con diferentes grados de alteración; otras contienen gran cantidad de fragmentos pequeños de pizarra, rocas verdes y otras rocas metamórficas, en ocasiones son rocas con abundancia de minerales ferromagnesianos.

Todas contienen cantidades apreciables de arcilla. Las grauvacas son comúnmente de color gris obscuro, verde obscuro y aun negro. Como las arkosas, indican erosión y depósito rápido sin mucho intemperismo químico.

Las areniscas forman unidades litológicas importantes que ocupan extensiones considerables. Altoran areniscas en la zona de Ciudad Altamirano, en Guerrero, en la Sierra Madre Occidental, interestratificada con lutitas; en la planicie costera del Golfo, en la zona norte del Istmo y en masas menores en toda la República.

d) *Lutita*. Estrictamente, el término lutita se refiere a una roca que tiene una estructura físil, laminada o finamente estratificada, así como una composición esencialmente arcillosa, aunque puede tener cantidades importantes de limo, arena, materia orgánica y carbonato de calcio.

Las lutitas se acumulan en muy diferentes medios. Puesto que la carga principal que los grandes ríos llevan al mar está compuesta de lodo y arena fina, no es sorprendente que la lutita sea la roca sedimentaria marina más abundante; también puede endurecerse hasta convertirse en lutita el lodo depositado en los deltas, en el fondo de los lagos y en las planicies que estuvieron a los lados de antiguos ríos divagantes.

La clasificación de las rocas de este grupo para fines de ingeniería geológica exige la separación entre los tipos laminados y no laminados, debido a la importancia que tiene la posición de la estratificación con respecto a la dirección en que actúan las fuerzas a que se les somete.

Las arcillas y los limos pasan a lutitas a través de un proceso de consolidación, siempre con eliminación de agua. Las lutitas formadas por consolidación vuelven a constituir lodos cuando se les somete a procesos alternados de saturación y deshidratación. Las lutitas bien cementadas son bastante más resistentes a esos cambios.

Es una roca que abunda en el territorio nacional, principalmente en el Este y el Sur. Frecuentemente se presenta con cantidades subordinadas de carbonato de calcio.

e) *Marga*. La marga es una roca formada por arcilla y carbonato de calcio en proporciones aproximadamente iguales. Sus propiedades son semejantes a las de la lutita, pero es todavía más intemperizable.

Si predomina la arcilla, se dice que se trata de una lutita calcínea, y si predomina el carbonato de calcio, es una caliza arcillosa.

f) *Caliza*. La caliza está compuesta de carbonato de calcio (CaCO_3) con impurezas que pueden ser arcilla, limo, arena, materia orgánica, etc.

Las calizas de origen orgánico son rocas comunes y se presentan en gran variedad, a causa de las muchas clases de restos de que están formadas. Entre las más comunes están: la caliza coralígena que contiene una trama de depósitos de coral pero también

incluye conchas de otros animales, especialmente foraminíferos, moluscos y gastrópodos; la caliza de algas constituida principalmente por calcita precipitada por algas y bacterias, la caliza de foraminíferos, compuesta principalmente de diminutas conchas de foraminíferos; la coquina, compuesta principalmente de conchas grandes, de moluscos y gastrópodos, y la cieta, que consiste principalmente de láminas y espigas microscópicas de calcita, llamadas cocolitos.

Las calizas clásticas están compuestas de fragmentos rotos y desgastados de conchas o de cristales de calcita.

La caliza precipitada químicamente se está formando en la actualidad en mares calientes de poco fondo en manantiales termales y en lagos salados. El trabajo de la precipitación orgánica es, no obstante, difícil de separar del de los agentes bioquímicos y orgánicos.

Las calizas que presentan una estratificación gruesa y que están poco deformadas, proporcionan condiciones excelentes para cimentaciones o cortes; las de estratificación delgada, deformadas y fracturadas, pueden introducir serios problemas en las cimentaciones y presentan condiciones muy desfavorables por su baja resistencia al esfuerzo cortante y por las filtraciones de agua que permiten.

Por lo demás, se le considera como un magnífico material de construcción.

La caliza forma la masa general de la Sierra Madre Oriental y se le encuentra aflorando a lo largo de toda esa sierra. Se le encuentra formando grandes masas en el sur del país, constituye la totalidad de la Península de Yucatán, y se presenta en casi todos los Estados de la República.

g) *Travertino*. El travertino es otra roca formada por carbonato de calcio impuro, que se deposita al aflorar manantiales termales. Es toscamente cristalina y por lo común está llena de pequeños agujeros irregulares por donde ha circulado el agua que la formó. Se le conoce también como sillar de agua, por su uso en mamposterías toscas y en ornamentación.

Esta roca abunda en el Estado de Puebla, en la región de Valsequillo hasta Tehuacán. En Viesca, del Estado de Coahuila, hay también yacimientos abundantes de travertino. En el Estado de Nuevo León se le llama sillar de agua y se le usa para construcción.

h) *Dolomita*. La dolomita es una roca compuesta principalmente de mineral del mismo nombre, dolomita (carbonato doble de calcio y de magnesio); se parece a la caliza y se transforma gradualmente en ella por cambios en la cantidad de calcita en la roca; generalmente es necesario hacer pruebas microscópicas y químicas para determinar en la roca las cantidades relativas de los minerales calcita y dolomita. La dolomita hace una efervescencia suave en el HCl, y para que sea mayor este efecto debe raspase con una navaja y aplicar el ácido al polvo.

No es muy abundante esta roca en la República; sin embargo, se puede señalar la presencia de caliza dolomítica explotable en Teapa, Tab. Esta roca también existe en el cañón de Petaquillas, Gro.

i) *Rocas silicosas de grano fino*. Son comunes las rocas compuestas casi enteramente de sílice de grano fino, pero rara vez forman grandes masas; las más comunes se describen a continuación:

1) *Pedernal*. El pedernal es una roca dura, de grano tan fino que la superficie de fractura aparece uniforme y lustrosa. Los nódulos y lentes de pedernal son comunes en las calizas y las dolomitas, el pedernal es muy duro y de color negro, amarillento y blanco, principalmente.

2) *Diatomita*. Es una roca blanca compuesta casi enteramente de conchas silicosas de plantas microscópicas llamadas diatomeas.

No todas las rocas silicosas de grano fino son de origen orgánico. Se cree que algunas han sido precipitadas por manantiales termales submarinos de aguas silicosas. Otras se han formado por el reemplazamiento de madera, caliza, lutita u otros materiales por soluciones silicosas. La madera petrificada es un ejemplo común.

j) *Rocas carbonosas. Turba y carbón*. La turba es un conjunto de restos de plantas ligeramente descompuestas. Puede encontrarse en procesos de acumulación de pantanos y lagos de poco fondo en climas templados y aún en laderas empinadas en regiones húmedas. El carbón es el resultado de la compresión y una descomposición más completa del material de plantas en antiguas turberas que fueron sepultadas por sedimentos posteriores.

k) *Evaporitas o depósitos de sal*. Las evaporitas varían mucho en su composición y textura. En la actualidad están siendo formadas por evaporación de aguas saturadas de minerales disueltos.

1) *Halita*. Cuando el agua del mar se evapora completamente, se precipitan varias sales, siendo la sal gema (NaCl) la más abundante.

2) *Yeso*. En la naturaleza es mucho más abundante que la sal gema el sulfato de calcio, que se presenta tanto en la forma hidratada, yeso ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$), como en la forma de mineral anhidro, que se llama anhidrita (CaSO_4).

3) *Caliche*. El caliche es un depósito por evaporación de aguas incrustantes que se presenta en forma de costras superficiales o de capas intercaladas con suelos, principalmente en zonas semiáridas. Su composición es CaCO_3 mezclado con los componentes del suelo y tiene utilidad en algunos casos en que se puede emplear como cementante.

G. ROCAS METAMORFICAS

a) *Cuarcita*. Roca muy dura, granoblástica, de textura sacaroide, constituida predominantemente por granos de cuarzo entrelazados. La cuarcita difiere de la mayoría de las areniscas en que se rompe a

través de los granos y no alrededor de ellos. El color varía del blanco hasta el negro, pasando por crema, rosado, rojo y gris, pero la mayoría de las cuarcitas son de color claro.

La cuarcita se forma por el metamorfismo de la arenisca de cuarzo. Es una roca metamórfica ampliamente esparcida.

La arenisca con cemento de sílice ("cuarcita" sedimentaria) es difícil de distinguir de la cuarcita metamórfica, puesto que las dos se rompen a través de los granos. Mediante el uso del microscopio petrográfico la distinción no es muy difícil, pues por lo común el cemento es fácil de distinguir de los granos de arena originales. La cuarcita metamórfica también puede distinguirse de la arenisca cementada con sílice, por medio de las rocas asociadas con ella en el campo, pues la verdadera cuarcita está asociada con otras rocas metamórficas y la arenisca con otras rocas sedimentarias.

b) *Mármol*. Roca granoblástica de grano fino o grueso, compuesta principalmente de calcita o de dolomita, o de ambas. Varios mármoles presentan una alteración bandeada de porciones claras y oscuras; otros presentan estructuras de brecha atravesada por vetillas de calcita.

El mármol es formado por el metamorfismo de la caliza y la dolomita; si proviene de la dolomita, comúnmente contiene silicatos magnesíferos, tales como piroxena, serpentina y anfíbola.

c) *Pizarra y filita*. Rocas con grano muy fino, excepcionalmente bien foliadas. A causa de su excelente foliación se dividen en hojas delgadas. Los granos minerales son tan pequeños que sólo se identifican con el uso del microscopio o de rayos X. La pizarra es opaca en las superficies de cruceo, la filita es brillante y de grano grueso y contiene algunos granos minerales de suficiente tamaño para ser identificadas a simple vista. La pizarra y en menor extensión la filita, por lo común presentan restos de rasgos sedimentarios tales como la estratificación, así como de gravas y fósiles.

Abundan las pizarras y las filitas. La mayoría fueron formadas por el metamorfismo de las lutitas, pero otras se han derivado de las tobas o de rocas de grano fino.

d) *Cloritoesquistos*. Roca verde de grano muy fino, esquistosa o apizarrada. Generalmente es una roca suave, de tacto grasoso y fácil de pulverizar, compuesta de clorita, plagioclasa y epidota, pero todas, excepto la clorita, pueden estar presentes en granos demasiado pequeños para ser identificados. Pueden tener restos de las estructuras volcánicas originales, tales como fenocristales y escoria.

Los esquistos de clorita son comunes. A menudo se les llama esquistos verdes o, si su foliación es muy débil, piedra verde, debido al color de la clorita. La mayoría se ha formado por el metamorfismo del basalto o de la andesita y de sus correspondientes tobas, pero algunas se han derivado de la lutita dolomítica, de gábro y de algunas rocas ferromagnesianas.

e) *Micaesquistos*. Roca esquistosa constituida principalmente por muscovita, cuarzo y biotita, en proporciones variables, puede predominar cualquiera de estos minerales. Las variedades más comunes son ricas en muscovita.

El esquistos de mica es una de las rocas metamórficas más abundantes. Como la pizarra, la mayoría de ellas se ha formado de lutitas y tobas, aunque algunas se derivan de la arkosa, de la arenisca arcillosa, de la riolita o de otras rocas. El esquistos representa un metamorfismo más intenso que el de la pizarra.

f) *Esquistos de anfíbola*. Roca esquistosa constituida principalmente por anfíbola y plagioclasa, con cantidades variables de granate, cuarzo o biotita. Es un derivado metamórfico común del basalto, del gábro, del esquistos de clorita y de rocas relacionadas con éstas.

Las pizarras y los esquistos de sericita, con graduación imperceptible de unas a otras, se encuentran en los Estados de Hidalgo, Puebla y Veracruz, en las barrancas profundas cercanas a los linderos de esas entidades (barrancas de Huayacocotla y Vinacco), en el camino de Vizarrón a Jalpan (Estado de Querétaro), donde, por razones paleontológicas en el primer caso y estratigráficas en el último, se les ha atribuido una edad Jurásica.

En los Estados de México y Michoacán (Tlalpujahua, Jungapeo, la mayor parte del terreno donde se desarrolla el sistema hidroeléctrico Miguel Alemán, Ixtapan de la Sal, etcétera) se han encontrado grandes manifestaciones de pizarra sericítica, con apariencia de esquistos en muchos lugares. A estas formaciones se les ha atribuido una edad Triásica.

g) *Gneis*. Roca gnéisica de grano grueso con lentes o capas distintas de diferentes minerales. Es de composición mineral variable, pero el feldespato es especialmente abundante. Otros minerales comunes en el gneis son el cuarzo, la anfíbola, el granate y la mica.

Los gneises se encuentran entre las rocas metamórficas más abundantes. Pueden derivarse de varias rocas diferentes: granito, granodiorita, lutita, riolita, diorita, pizarra y esquistos, entre otras.

Los gneises abundan en las zonas de la República donde se presentan grandes masas de granito, cuando aquellas rocas se han derivado de estas (zonas en los Estados de Oaxaca, Guerrero y Michoacán). También se les ha encontrado, sin relación aparente con los granitos, en el cañón de Tomellín y en la Sierra de Ixtlán del Estado de Oaxaca.

En algunos lugares muy restringidos de esas zonas se han encontrado también esquistos micaeos.

NOTA DE LOS AUTORES.

Muchos han sido los especialistas de la Secretaría de Obras Públicas que han contribuido a la adopción del Sistema de Clasificación SOP, incluido en este capítulo. Los trabajos de todos ellos han dado lugar fundamentalmente a dos publicaciones alocuas. Una, de 1965, por los ingenieros Luis M. Agui-

REFERENCIAS

re Menchaca, Manuel Bustamante Velasco, Eulalio Juárez Badillo y Juan J. Correa Rachó. Esta publicación incluye la clasificación de rocas que realizó el distinguido geólogo Gonzalo Vivar Sifrú. La segunda publicación, de 1970, es prácticamente una adopción de la anterior y contiene el sistema de clasificación SOP tal como se usa en la actualidad (1971). Esta publicación fue preparada por los ingenieros Domingo Sánchez Rosado, Alfonso Rico y Luis Balcázar Padilla.

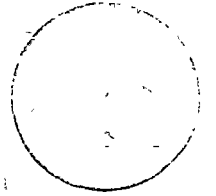
A todas estas personas, así como a muchas otras que han contribuido en forma anónima al establecimiento del criterio colectivo de la Secretaría de Obras Públicas, los autores agradecen la oportunidad de glosar aquí el resultado final de su trabajo.

1. Casagrande A. *Classification and Identification of Soils*. American Society of Civil Engineers. Transactions. Vol. 113, 1948.
2. Juárez Badillo, E. y Rico, A. *Mecánica de Suelos*. Tomo I. Fundamentos de la Mecánica de Suelos. Capítulo VII. Eds. de la Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M. México, D. F., 1969.
3. *Sistema de clasificación de Materiales Pétreos y Suelos*. Publicación Técnica de la Secretaría de Obras Públicas. México, 1970.
4. Juárez Badillo, E. y Rico, A. *Mecánica de Suelos*. Tomo I. Fundamentos de la Mecánica de Suelos. Capítulo VI. Eds. de la Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M. México, D. F., 1969.





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



PROYECTO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES

TEMA: INTRODUCCION

ING. ENRIQUE TAMEZ

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES SOMERAS

INTRODUCCION.

Se entiende por cimentación somera, aquella cuya profundidad de desplante es menor de unas tres veces su ancho. En realidad las cimentaciones someras raras veces llegan a alcanzar esta profundidad. A este grupo pertenecen las zapatas, aisladas o continuas; las losas planas o nervuradas y los cajones, los cuales, con frecuencia, constituyen los sótanos de edificios.

El diseño de una cimentación somera consiste básicamente en elegir el tipo de cimiento, determinar las dimensiones del área de contacto entre el cimiento y el terreno y efectuar el diseño estructural. Finalmente, debe establecerse el procedimiento a seguir para realizar la construcción de esa cimentación, ya que tanto el diseño como el funcionamiento de la misma pueden ser afectados importantemente por las operaciones de construcción.

La elección del tipo de cimiento y de sus dimensiones se hacen en función de la estratigrafía y las propiedades mecánicas del terreno, así como, de la magnitud de las cargas que la estructura transmite a éste a través de los elementos que constituyen la cimentación. Por ello, la elección y dimensiones del cimiento deben ser tales que satisfagan los siguientes requisitos generales:

- a) Los esfuerzos cortantes que la cimentación induzca en el terreno, deben ser siempre menores que los que éste es capaz de soportar con un cierto margen de seguridad. Esto implica la necesidad de estimar la capacidad de carga del terreno que se encuentra bajo la cimentación de que se trate, la cual es función, entre otros factores, de la resistencia al corte de dicho terreno.
- b) Los asentamientos de la estructura, producidos por la deformación del terreno bajo la acción de los esfuerzos que le impone la cimentación, no deberán exceder de un límite tolerable para la propia estructura, así como para las estructuras vecinas. Este límite puede variar desde unos cuantos milímetros, como es el caso de la cimentación de turbinas de vapor u otras máquinas que no toleran desniveles, hasta 10 o más centímetros como en el caso de edificios de estructura rígida en suelos blandos de la Ciudad de México. Esto implica la necesidad de conocer la magnitud de los asentamientos que sufrirá la cimentación elegida, por lo cual se requiere conocer la compresibilidad de los suelos y rocas que se encuentran bajo la cimentación, así como la magnitud de los esfuerzos que ésta induce en el terreno.
- c) Una vez elegido el tipo de cimentación y sus dimensiones adecuadas para satisfacer los dos requisitos anteriores, es indispensable que la construcción se realice de manera que no se alteren las propiedades mecánicas naturales del suelo y no se produzcan en éste deformaciones

de expansión o asentamientos durante la construcción, o bien desmoronamiento de los taludes o el fondo de la excavación, que puedan perjudicar al comportamiento de la cimentación o causar daños a las estructuras vecinas. Además, debe asegurarse la integridad estructural de todos los elementos de la cimentación.

Estos tres requisitos deben ser satisfechos por cualquier cimentación, incluyendo los cimientos profundos que transmiten su carga a estratos profundos del terreno.

Es fácil ver entonces que no pueden establecerse recetas simples de carácter general, para escoger el tipo de cimentación y sus dimensiones. Sin embargo, es lógico pensar que las zapatas aisladas encontrarán su aplicación cuando se trate de rocas o suelos de alta resistencia y de baja compresibilidad, aún para cargas de gran magnitud; pero pueden ser también aplicables al caso de cargas pequeñas y suelos de menor resistencia y mayor compresibilidad. Es también lógico que, a medida que crezca la magnitud de la carga y disminuya la resistencia del suelo, será necesario aumentar el área de contacto entre terreno y cimiento, pasando así gradualmente a las zapatas corridas, después a las retículas de zapatas corridas y así hasta llegar a la losa corrida cuya área de contacto con el terreno podrá ser igual o mayor que el área de la estructura misma. Desde luego que la losa en cuestión puede tener una solución estructural del tipo de la conocida como losa plana o bien, puede estar apoyada en una retícula de trabes y, en ocasiones, la losa es sustituida por cascarones cilíndricos, e

de otra forma geométrica, siendo los cilíndricos los más comúnmente empleados y que se apoyan así mismo en una retícula de trabes.

A medida que los suelos bajo una losa de cimentación son más compresibles se hace necesario disminuir la magnitud de los esfuerzos transmitidos al terreno a fin de reducir los asentamientos producidos. Tal reducción de esfuerzos se logra excavando un cierto volumen de tierra y construyendo en su lugar un cajón de cimentación que no es otra cosa que una losa de cualquier tipo limitada por muros perimetrales. Cuando el peso de la tierra desalojada por el cajón de cimentación, es igual al peso total de la estructura, incluyendo el del cajón, se tiene lo que se llama una cimentación totalmente "compensada". Teóricamente, en estas condiciones no se incrementan los esfuerzos que originalmente existían en la masa de suelo y, por lo tanto, no habrá asentamiento. Pero, si el peso del terreno desalojado por el cajón fuera menor que el de la estructura y su cimentación, se tendría la cimentación "parcialmente compensada", en cuyo caso se producirán asentamientos cuya magnitud dependerá de la diferencia entre el peso total de la estructura y el de la tierra desalojada. Si por el contrario, el peso de la tierra desalojada es mayor que el de la estructura, se tendrá la cimentación "sobrecompensada", en cuyo caso el terreno sufrirá expansiones cuya magnitud dependerá de la sobrecompensación neta y de la expansibilidad del suelo.

En resumen, puede decirse que para elegir el tipo más adecuado de cimentación y establecer sus dimensiones y profundidad de desplante, así como sus procedimientos de construcción, es necesario conocer la estratigrafía -



del terreno en profundidad y extensión, la resistencia al corte, la compresibilidad y la permeabilidad de cada uno de los estratos, así como la posición del nivel freático y sus posibles variaciones estacionales. Esta información, obtenida a partir de muestras del terreno recuperadas en perforaciones de exploración y sometidas a ensayos de laboratorio, permitirá estimar la capacidad de carga y el asentamiento de diferentes alternativas de solución, entre las cuales el ingeniero debe elegir la que mejor satisfaga los requisitos de seguridad y economía.

Los procedimientos de exploración, los ensayos de laboratorio pertinentes, los métodos para la estimación de la capacidad de carga y el asentamiento, los métodos de diseño estructural y los problemas que plantea la construcción de las cimentaciones someras, serán motivo de discusión en el presente curso.

B I B L I O G R A F I A

- Casagrande, A.: 1975, "Role of the "Calculated Risk" in Earthwork and Foundation Engineering", ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, SM4, July.
- Lambe, T.W.: 1967, "The Integrated Soil Engineering Project", Proc. Southeast Asian Regional Conference on Soil Engineering Bangkok.
- Peck, R. B.: 1962, "Art and Science in Subsurface Engineering", Geotechnique, Vol. XII, No. 1, March.
- Terzaghi, K: 1948, "Foreward", Geotechnique, Vol. I, No. 1, June.
- Terzaghi, K: 1958, "Consultants, Clients and Contractors", Journal of the Boston Society of Civil Engineers, January.
- Sowers, G.F: 1962, "Shallow Foundations", in Foundation Engineering, G.A. Leonards, McGraw-Hill, New York.
- Taylor, D: 1948, Fundamentals of Soil Mechanics, J. Wiley and Sons, Cap. 5
- Teng, W.C: 1962. Foundation Design, Prentice-Hall, Cap. 2
- Terzaghi, K. & R. Peck: 1967, Soil Mechanics in Engineering Practice, J. Wiley and Sons, Cap. 7

- Juárez Badillo y A. Rico: 1967 "Mecánica de Suelos",
3 Tomos.

- T.W. Lambe y R. Whitman: 1972 "Mecánica de Suelos", Limusa-
Wiley.

- Crespo Villalaz C.: 1971 "Mecánica de Suelos y Cimenta-
ciones".

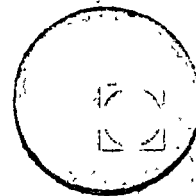
1. The first part of the document is a list of names and addresses.

2. The second part of the document is a list of names and addresses.

3. The third part of the document is a list of names and addresses.



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



PROYECTO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

SUPERFICIALES

TEMA: METODOS PARA ESTIMAR LA CAPACI-
DAD DE CARGA DE CIMENTACIONES SU-
PERFICIALES

ING. JUAN JACOBO SCHMITTER

TEMA III

METODOS PARA ESTIMAR LA CAPACIDAD DE CARGA DE CIMIENTOS SOMEROS.

SUBTEMAS

3.1 INTRODUCCION

- 3.1.1. Definición de Conceptos
- 3.1.2. Selección de Objetivos
- 3.1.3. Antecedentes Históricos
- 3.1.4. Propiedades del Subsuelo
 - 3.1.4.1. Resistencia al Esfuerzo Cortante
 - 3.1.4.2. Compresibilidad
 - 3.1.4.3. Pruebas "In Situ"

3.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

- 3.2.1. Modelos Elementales
- 3.2.2. Mecanismo de Falla
- 3.2.3. Soluciones
 - 3.2.3.1. Fórmulas teóricas (Terzaghi, Meyerhof, - - Skempton)
 - 3.2.3.2. Pruebas de Carga
 - 3.2.3.3. Reglamentos de Construcción

3.3. FORMULAS TEORICAS (Aplicación)

- 3.3.1. Suelos Friccionantes (arenas, arenas limosas, etc.)
- 3.3.2. Suelos Cohesivos Friccionantes (limos arenosos, arcillas arenosas, etc.)
- 3.3.3. Suelos Cohesivos (arcillas)
- 3.3.4. Rocas
- 3.3.5. Factor de Seguridad

3.4. PRUEBAS DE CARGA

- 3.4.1. Procedimiento
- 3.4.2. Cálculo e Interpretación
- 3.4.3. Limitaciones

3.5. REGLAMENTOS DE CONSTRUCCION

- 3.5.1. Alcance
- 3.5.2. Interpretación
- 3.5.3. Peligros

3.6. CONCLUSIONES DEL TEMA III

3.1. INTRODUCCION

Es bien conocido desde que el hombre empezó a construir sobre el suelo, que existe un valor máximo, particular para cada caso, de la carga que puede aplicarse al terreno sin producir falla. A esto se le ha dado en llamar capacidad de carga.

Auscultando el problema con más detalle puede observarse que existen dos casos de falla:

- a. Falla por rotura del suelo
- b. Falla por deformación excesiva del suelo

El primer caso ocurre cuando la resistencia al esfuerzo cortante del suelo es sobrepasada, merced a la obra construída, y, por ello el suelo se rompe y la estructura gira en su base, colapsándose. Este tipo de falla es de tipo "catastrófico" y se asocia a problemas de resistencia al corte (Fig.1).

El segundo caso se presenta cuando el subsuelo de cimentación se deforma sin romperse, a tal grado que la estructura pierde su "funcionalidad" pero no su "estabilidad".

Este tipo de falla no es catastrófico en principio, pero dadas las deformaciones a largo plazo que puede provocar en las estructuras es posible que en algunos casos lo sea. Este comporta

./.

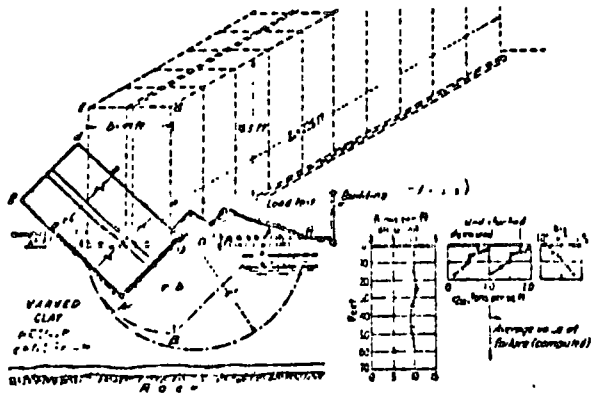


FIG. 9-20. Profile before and after failure of the soil shown in the photographs of Fig. 9-19. (After Clarence White, Vol. 410, 1960.)

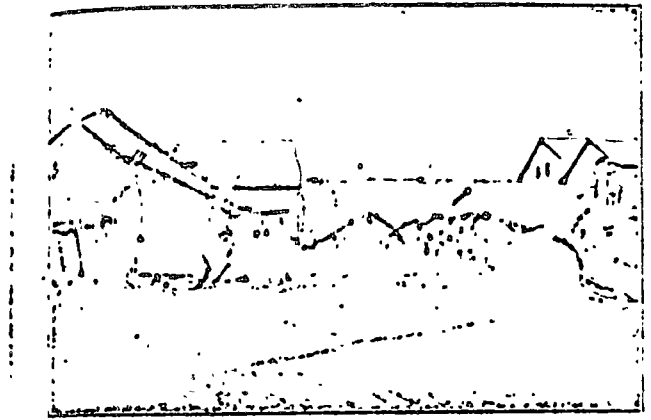


FIG 1 FALLA POR ROTURA DEL SUELO

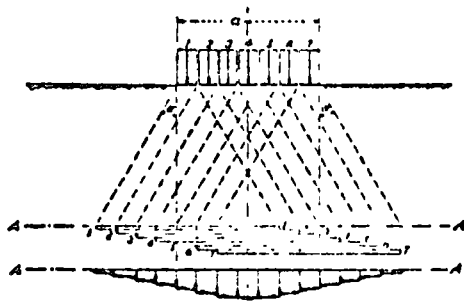


FIG 92 Suggested proof of the fact that vertical pressures transmitted to the soil by a surface load cannot be distributed uniformly on deeper lying horizontal planes. (After Koehler and Schodig, Vol. 301, 1938.)



FIG. 93. Cornice deflection of an old Mexico City masonry building shows that the center of its facade settled more than its ends. (Photo by Boris Ashkoff.)

FIG2 DEFORMACION EXCESIVA DEL SUELO

miento se asocia a problemas de compresibilidad (Fig.2).

En relación al tiempo en que ocurren, puede decirse que la falla por rotura del suelo, ocurre rápidamente (de unos minutos a -- unas cuantas horas) mientras que la falla por deformación excesiva generalmente ocurre lentamente (meses o años).

3.1.1. Definición de Conceptos

Para unificar ideas mencionaremos una serie de conceptos básicos, para el tema que estamos tratando:

a. Capacidad de carga última (q_u)

Es la presión máxima, en unidades de fuerza/área, que resiste un suelo antes de romperse.

b. Capacidad de carga admisible (q_a)

Es la presión que admite un suelo, sin que el suelo se rompa. Generalmente es igual a q_u , dividida entre un factor de seguridad mayor de 1.

c. Capacidad de carga de trabajo (q_t)

Es la presión que admite un suelo sin que se rompa y sin que experimente asentamientos excesivos -

Es igual a q_a en suelos poco compresible pero menor que q_a en suelos compresibles.

Los tres conceptos anteriores se acostumbran expresar en nuestro medio, en unidades de ton/m^2 .

d. Profundidad de apoyo (D_f)

En la distancia más corta que existe entre la superficie del terreno y la porción más baja de la cimentación; se expresa en metros.

e. Ancho de cimentación (B), en metros.

f. Largo de cimentación (L), en metros.

En la Fig. 3 se ilustra los conceptos d. a f.

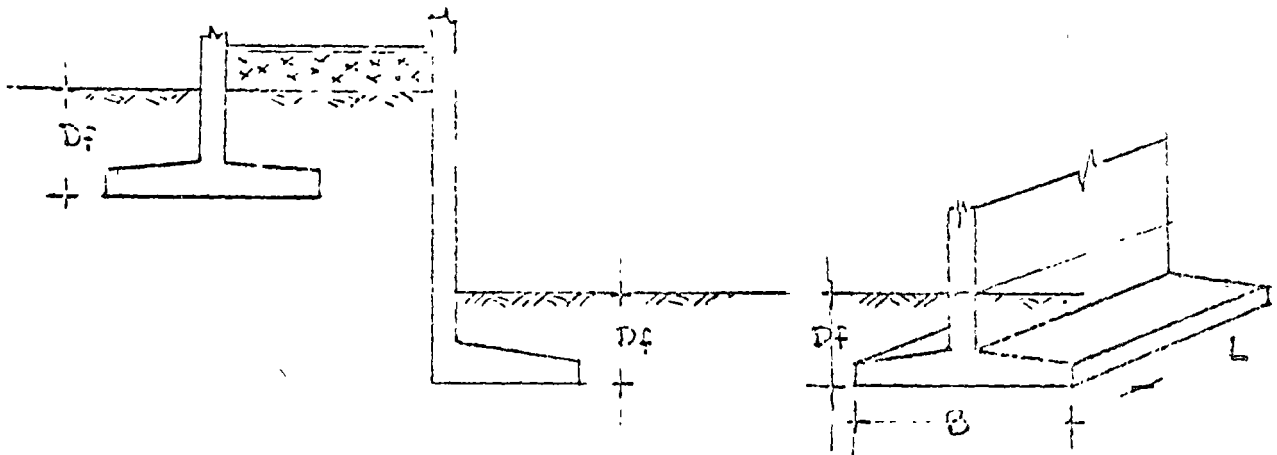


Fig.3 Conceptos, profundidad de apoyo, ancho y largo de una cimentación.

3.1.2. Selección de Objetivos

Este capítulo presenta los procedimientos actuales más usados en la determinación de la capacidad de carga admisible de los suelos y los parámetros de éstos que intervienen en su cálculo.

El aspecto de asentamientos será tratado en el Capítulo IV y con ello la capacidad de carga de trabajo.

3.1.3. Antecedentes Históricos

En la antigüedad se procedía a determinar la capacidad de carga de trabajo de un suelo, mediante la observación directa del comportamiento de estructuras similares.

Sin embargo cuando la estructura no tenía precedentes se acostumbra efectuar pruebas a pequeña escala que permitieran anticipar el comportamiento del prototipo.

Se oye hablar de "pruebas de capacidad de carga", en base al hincado de un clavo de ferrocarril, en el terreno propuesto para cimentación, estimando en función de la mayor o menor dificultad de penetración, la capacidad de carga.

Existieron también pruebas de carga desde la clásica "mesa" cuyas patas se apoyaban en el terreno y en su superficie se colo-

caba una cierta carga. Con ello se buscaba una relación entre la presión transmitida por las patas al terreno y la deformación observada, a fin de obtener el consabido término mágico "capacidad de carga".

Todas las pruebas anteriores condicionan en ocasiones errores fuertes en la determinación de la capacidad de carga última; por ejemplo era frecuente que los valores determinados en una prueba de carga pequeña, se extrapolasen al prototipo sin ninguna corrección.

Se decía absurdamente que: si en una prueba de carga que aplique al terreno una presión " p " sobre una área a, se tiene un asentamiento " s ", entonces la misma presión " p " sobre la cimentación del prototipo, con área "A" varias veces mayor que a, tendrían el mismo valor de asentamiento " s ".

Es decir se pensaba incorrectamente que el asentamiento experimentado por una cimentación era función de la presión de contacto y no del área cubierta.

A partir de K. Terzaghi y del advenimiento de la Mecánica de Suelos, estos conceptos erróneos fueron explicados racionalmente y se formularon nuevos enfoques de soluciones.

En la actualidad se sabe, en base a la distribución de presiones en el terreno y el concepto de bulbos de presión, que el suelo afectado por una cimentación es función directa de su ancho y asimismo el asentamiento que experimenta.

En la Fig.4 se explican gráficamente las razones por las cuales la determinación de capacidad de carga a partir de pruebas de carga puede en ciertos casos resultar incorrecta.

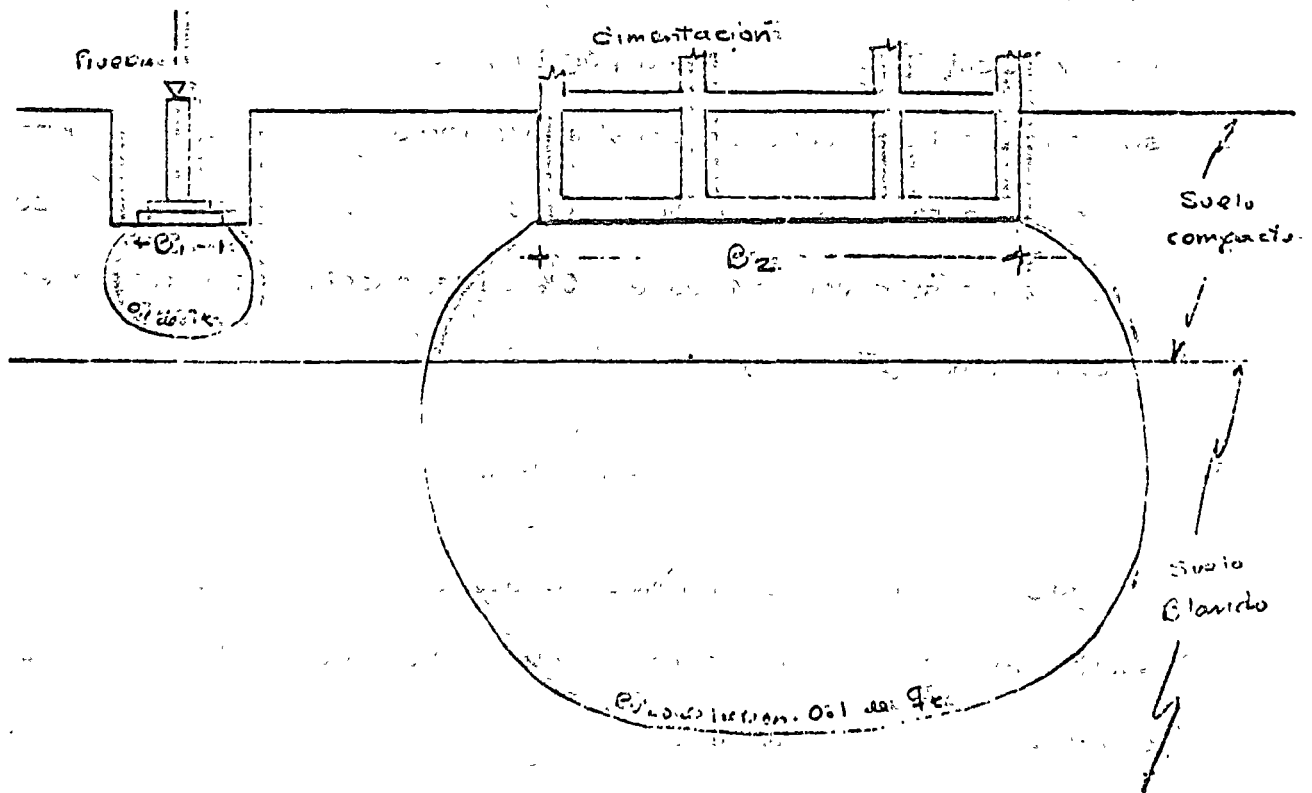


Fig.4 Pruebas de carga en que es incorrecta la conclusión sobre la capacidad de carga.

En dicha figura se ve que durante la prueba de placa los bulbos de presión se desarrollan totalmente dentro del estrato de material compacto, mientras que en el caso de la cimentación los bulbos interesan el material compresible y por lo tanto se sigue que tendrá un comportamiento más desfavorable.

Conviene recordar que se denomina bulbo de presión, el lugar geométrico de todos los puntos del subsuelo que tienen una presión vertical igual, provocada por la presión de contacto en la superficie del terreno. Se acostumbra tomar en cuenta para fines de determinar el comportamiento del subsuelo hasta el bulbo donde la presión vertical es el 10% de la presión de contacto en la superficie. (Fig. 4 b)

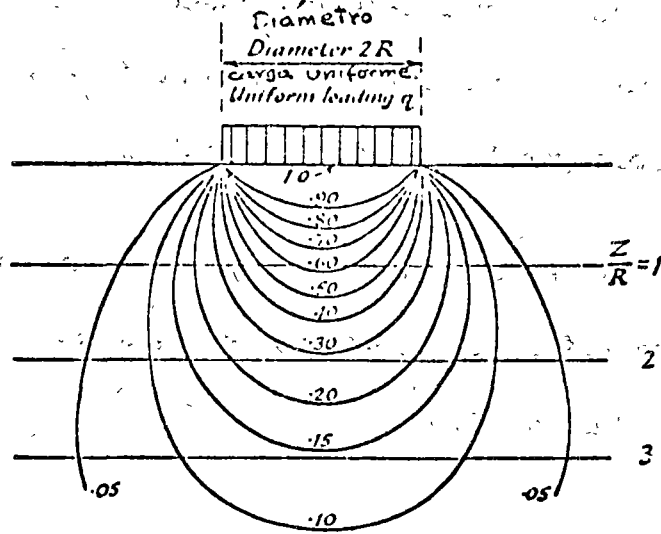
3.1.4. Propiedades del Subsuelo

En este renglón nos limitaremos a destacar las propiedades del suelo que normalmente se toman en cuenta en el análisis de capacidad de carga por cortante.

3.1.4.1. Resistencia al esfuerzo cortante

Este tipo de ensayo está enfocado a determinar la ley de variación entre los esfuerzos cortantes y las deformaciones, de un suelo dado, desde luego llegando al valor máximo.

./.



Contours are of $\frac{\sigma_z}{q}$

FIG. 54(a). Distribution of vertical stress σ_z below a uniformly loaded circular area.
Distribucion de esfuerzos verticales σ_z bajo una area circular uniformemente cargada.

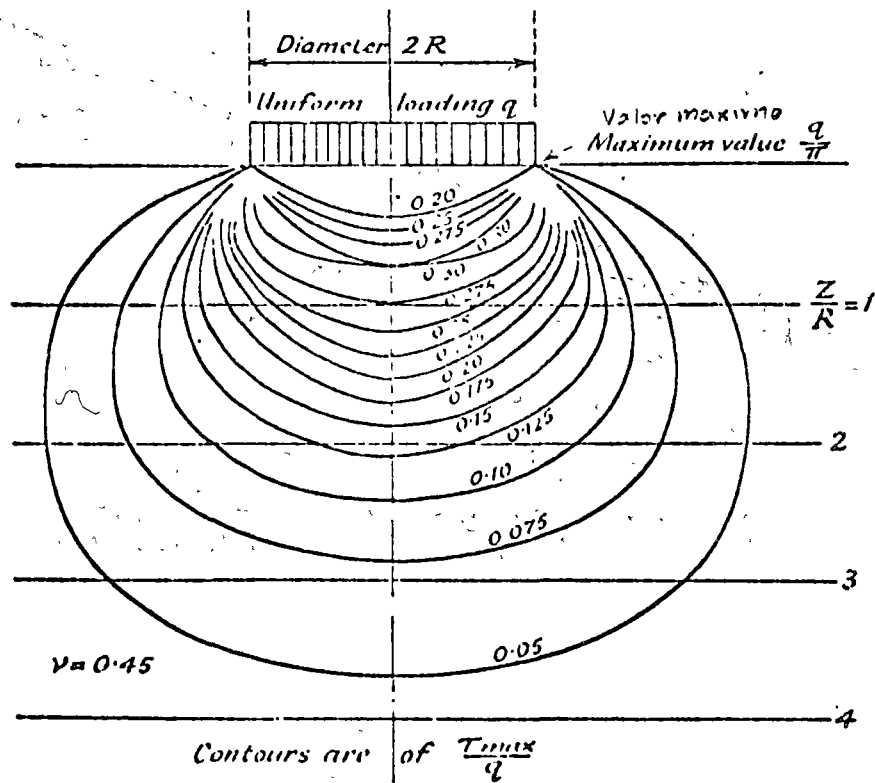


FIG. 54(b). Maximum shear stresses beneath a loaded circular footing.
Esfuerzos cortantes maximos.
Maximo esfuerzo cortante circular cargada. (After Jurgenson, 1934)

Fig. 54 BULEOS DE PRESION

Los ensayos se llevan a cabo en muestras inalteradas de los sue los, recuperados a profundidades que según los bulbos de presión serán afectadas por la nueva cimentación.

Los resultados se acostumbran representar en un diagrama que relaciona los esfuerzos normales, con los tangenciales, según -- las ideas de Mohr. (Fig.5).

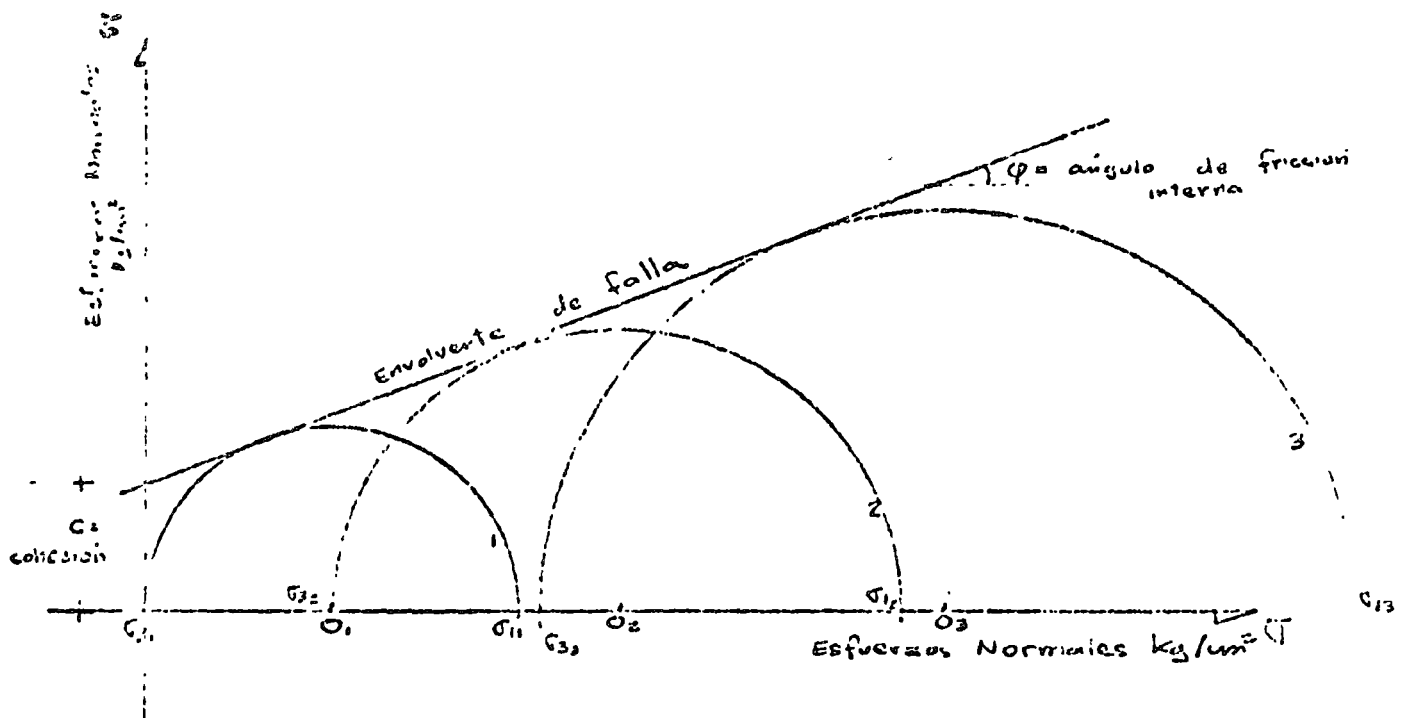


Fig.5 Círculos de Mohr.

De acuerdo con el diagrama anterior la ley de resistencia al es-
fuerzo cortante estará dada por:

$$S = c + \sigma \tan \phi$$

Siendo:

S = Resistencia al esfuerzo cortante del suelo en kg/cm^2

c = Cohesión, en kg/cm^2

σ = Presión normal en kg/cm^2

ϕ = Ángulo de fricción interna del material.

En este diagrama pueden tenerse dos condiciones límite, bien sea que la cohesión sea igual a 0 (suelos puramente friccionantes) o que el ángulo de fricción sea igual a 0 (suelos cohesivos).

Los diagramas de Mohr en cada caso se indican en la Fig. 6.

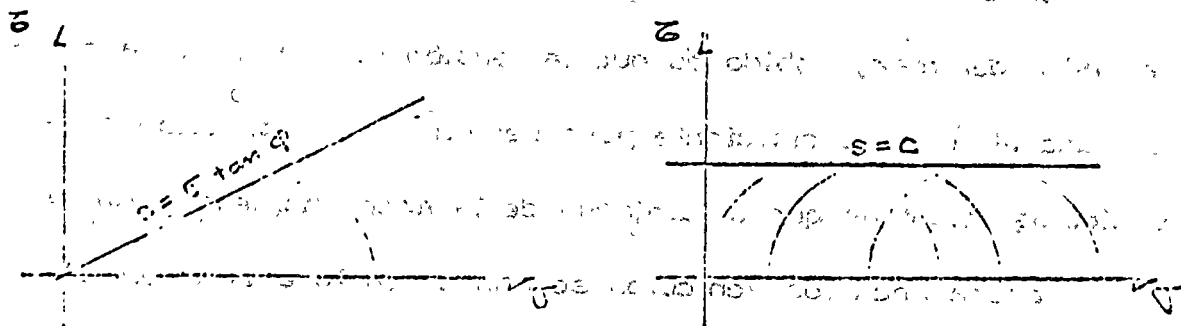


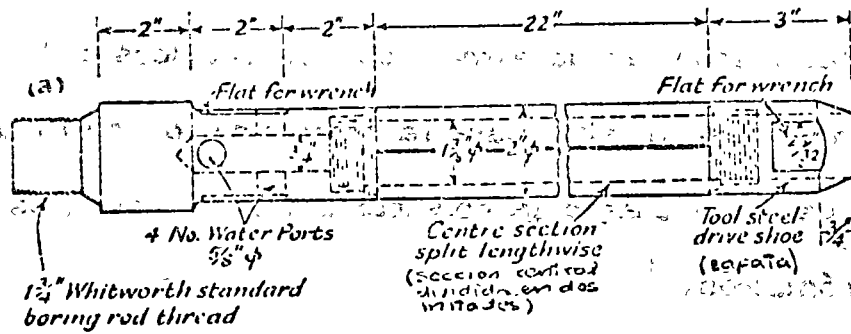
Fig. 6 Diagramas de Mohr en suelos: a. Friccionantes b. Cohesivos

De los diagramas anteriores es fácil ver que en los suelos friccio-
nantes la resistencia al esfuerzo cortante aumenta notable-
mente con el esfuerzo normal, mientras que en los suelos cohe-
sivos no hay cambio.

Abundando más sobre el particular se puede decir que la presión
de confinamiento (σ_3) provoca un aumento importante en el σ_1 ,
cuando los materiales son friccio-
nantes, mientras que en el caso
de suelos cohesivos no hay aumento notable. Análogamente la re-
lación $\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$ (radio del círculo), aumenta notablemente con la
presión confinante σ_3 en suelos friccio-
nantes, y se mantiene --
constante para suelos cohesivos, tal relación puede tomarse como
representativa de la resistencia al esfuerzo cortante del material.

Un ejemplo claro de la forma en que la presión confinante influ-
ye en la resistencia al esfuerzo cortante de suelos friccio-
nantes y por ende en su capacidad de carga, se tiene en las playas de-
la orilla del mar, sabido es que la tensión capilar de la arena -
cercana al agua es suficiente para permitir la circulación de - -
vehículos mientras que al alejarse de la arena húmeda y circular
por la arena seca los vehículos se hunden en la arena por falta-
de capacidad de carga.

Fig.7 Muestreador en la Penetración Estándar



3.1.4.2. Compresibilidad

Sobre este tipo de ensayos se hablará en el siguiente capítulo, - que trata sobre los asentamientos de las cimentaciones someras.

3.1.4.3. Pruebas "in situ"

Existen casos donde no es posible obtener muestras inalteradas del subsuelo, bien sea por la naturaleza de los mismos o por las dificultades mecánicas de extraerlos. Es entonces cuando se recurre a pruebas en el sitio para la determinación de la densidad relativa de las arenas o la consistencia en las arcillas mediante penetrómetros.

El método más empleado en México y Estados Unidos es el denominado Penetración Estándar, el cual consiste en hincar a golpes dados por martinete un tubo muestreador de pared gruesa (Fig.7) de 5 cm de diámetro exterior, 3.5 cm de diámetro interior y 60 cm de longitud. El martinete está integrado por una masa de 64 kg de peso dejada caer libremente desde 75 cm de altura, cada ciclo forma 1 golpe y se cuenta el primero de ellos necesario para que el tubo muestreador penetre 30 cm.

Se acostumbra hincar 15 cm el muestreador, sin conteo, posteriormente 30 cm con conteo y los últimos 15 también sin conteo.

./.

El método permite además recuperar muestras alteradas del suelo que sirvan para clasificarlas, bien sea como suelos friccionantes (arenas), como suelos cohesivos (arcillas) o mezclas entre ellos. En la Fig.8 se presenta un perfil del subsuelo, analizado mediante este método.

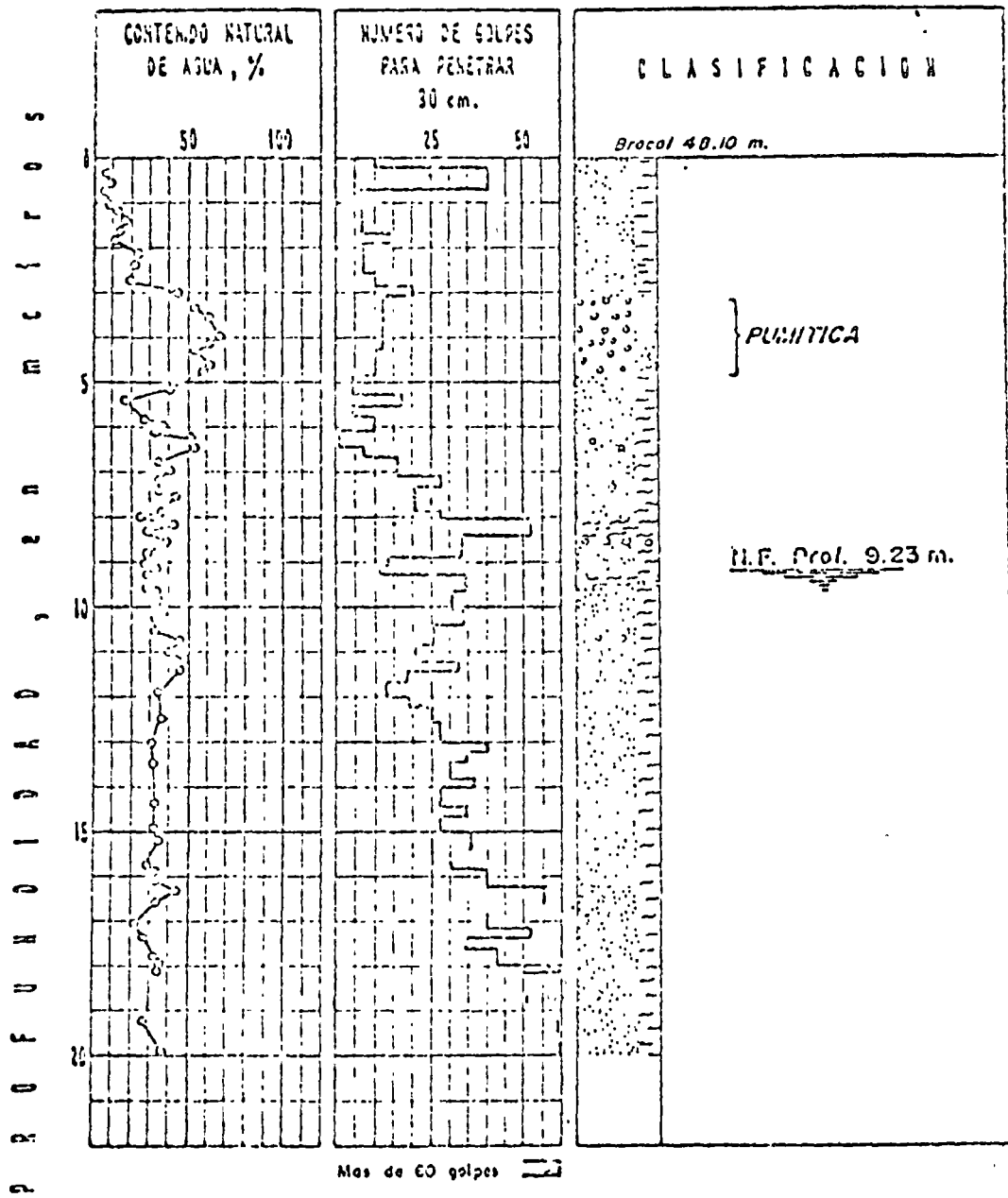
Existen correlaciones empíricas que permiten conocer las propiedades del suelo básicas para su análisis de capacidad de carga, a continuación se presentan las propuestas por K. Terzaghi y R.B. Peck en su libro "Soil Mechanics in Engineering Practice."

ARENAS

Número de Golpes N	0 - 4	4 - 10	10 - 30	30 - 50	más de 50
Consistencia	muy suelta	suelta	mediana	compacta	muy compacta
Ángulo de Fricción ϕ	28° a 29°	29° a 30°	30° a 36°	36° a 41°	41° a 45°

ARCILLAS

Número de Golpes N	0 - 2	2-4	4-8	8-15	15-30	más de 30
Consistencia	muy blanda	blanda	media	firme	muy firme	dura
Resistencia en Compresión Simple. c_u en kg/cm ²	0 - 0.25	0.25-0.50	0.50-1.00	1.00-2.00	2.00-4.00	más de 4.00



SIÑES CONVENCIONALES:

- ARENA
- ARENA
- LIMO
- ARCILLA
- ARENA

Perfil Estratigráfico
mediante Penetración
Estandar.

Fig 8

La experiencia ha permitido concluir que en el caso de arenas, la correlación es razonablemente buena, con la aclaración adicional de que para arenas muy finas debajo del nivel freático, es necesario hacer una corrección en el número de golpes N y así:

$$N \text{ corregido} = 15 + \frac{1}{2} (N \text{ original} - 15)$$

En cambio en el caso de arcillas la correlación mencionada es demasiado cruda, y únicamente se toma como referencia general, pero no para cálculo.

En Europa, existen Penetrómetros de varias clases y categorías.

En ellos no se recuperan muestras, sino se determina la resistencia que opone el suelo a ser penetrado y con ello se deduce su capacidad de carga y comportamiento. Si el Penetrómetro se empuja a presión, la prueba es de "penetración Estática" en cambio si es hincado a golpes, la prueba es de "penetración Dinámica".

Existen "Penetrómetros" complejos montados sobre camión, en los cuales se puede aislar la fricción lateral del suelo para una determinación más limpia de la resistencia por punzonamiento. (Fig.9)

En general todos los métodos basados en "Penetrómetros" tienen sus limitantes, por ejemplo, la aparición de una grava o boleo, en el transcurso de la prueba puede dar lugar a número de golpes N demasiado grande, que no corresponde al material que rodea

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTOS

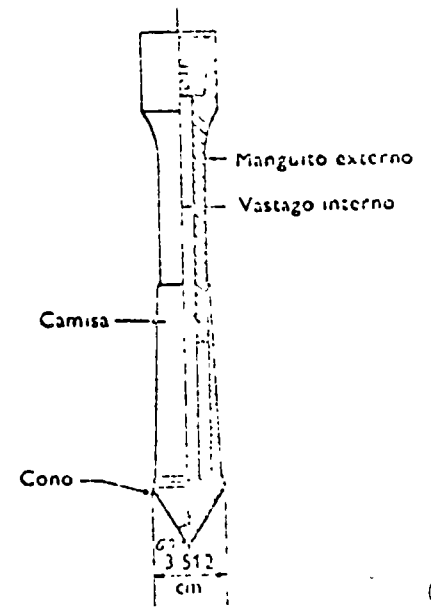
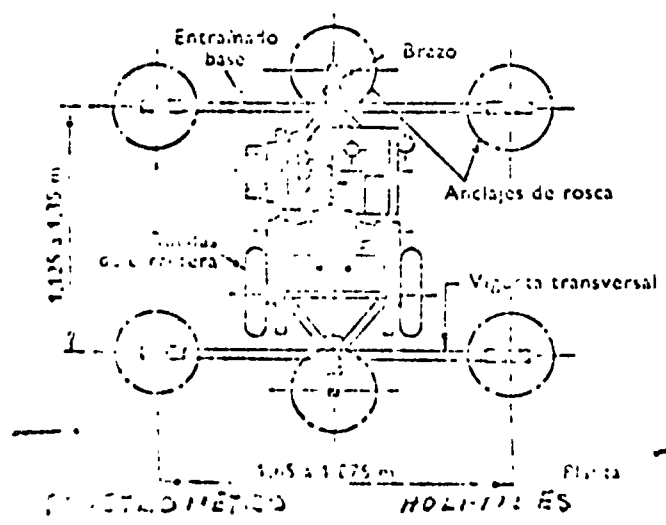
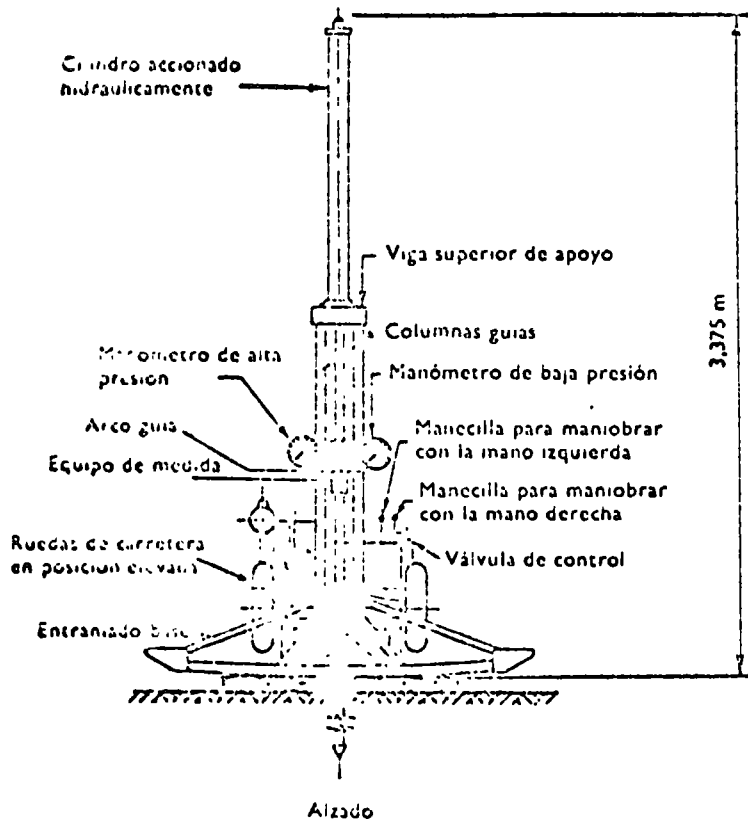
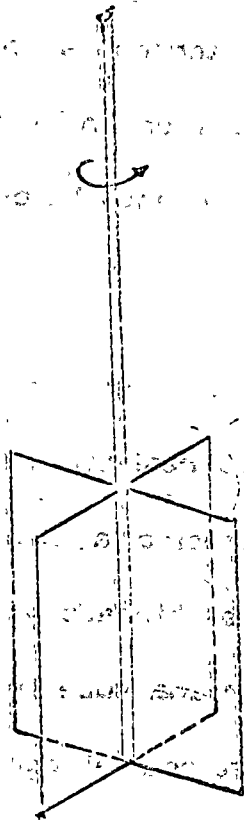


Figura 115
DETALLES DEL CONO HOLLANDÉS



a) Veleta

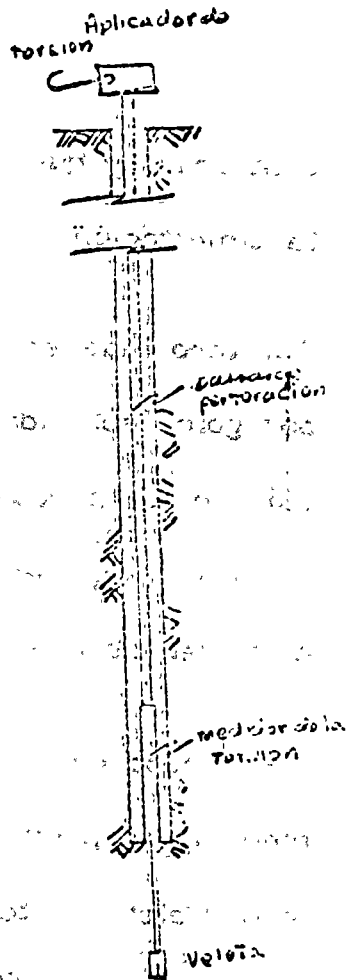


Fig. 10
VELETA

a la grava y que a final de cuentas controlará el comportamiento de la cimentación.

Por otro lado en las pruebas de penetración dinámicas, la energía por golpe aplicada en la superficie del terreno se pierde por fricción en las paredes de la perforación o bien en la propia tubería y un gran porcentaje no llega a la punta, cuando la profundidad de muestreo es grande (mayor de 30 m).

En el caso de arcillas, muy blandas, blandas y en algunos casos medias, es posible medir en el sitio la resistencia al corte mediante la Veleta, este artefacto (Fig. 10) parecido a la porción posterior de una flecha, sólo que con 4 aspas, es hincado y posteriormente se le aplica una torsión a fin de provocar una superficie de corte cilíndrica de geometría conocida. La resistencia al corte se determina en función del par aplicado y la geometría de la superficie de falla.

En resumen, con los métodos antes mencionados se determinan las siguientes características del suelo, que se consideran básicas para el análisis de capacidad de carga:

- a. Estratigrafía del subsuelo, bajo la cimentación a las profundidades perturbadas por ésta.
- b. Parámetros de resistencia al esfuerzo cortante de los

suelos, c = cohesión en ton/m^2 y ϕ = ángulo de fricción interna en grados.

c. Peso volumétrico natural de los suelos.

d. Posición del nivel freático.

3.2: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

3.2.1. Modelos Elementales

Varios autores han señalado mecanismos de falla elementales, uno de ellos Christianovich, considera una balanza ordinaria de dos platillos - cuyo desplazamiento está restringido por la fricción en las guías de los platillos. Ver Fig. 11. Al colocar un peso suficientemente pequeño en uno de los platillos, la balanza permanece en equilibrio pues la fricción en las guías puede neutralizarlo, al aumentar el peso llega un momento en que se vence la fricción y la balanza se desequilibra.



Fig. 11

Por otro lado si queremos aumentar la carga en el platillo izquierdo, será necesario colocar en el derecho una pesa igual valor.

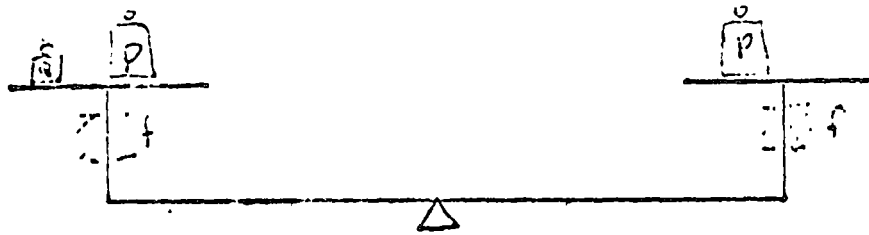


Fig. 11 b

La analogía con el problema real de capacidad de carga, está en - que f viene a representar el papel de la resistencia al cortante -- del suelo, P la presión de confinamiento debida a la profundidad - de apoyo y $P + Q$ la capacidad de carga del suelo.

3.2.2. Mecanismo de Falla

Prandtl en 1920 estudió el problema de la indentación de un medio, semi-infinito, homogéneo, isótropo y rígido plástico perfecto, - por un elemento rígido de longitud infinita de base plana. K. Terzaghi en base a estos estudios propuso un mecanismo de falla como el que se indica en la Fig. 11.

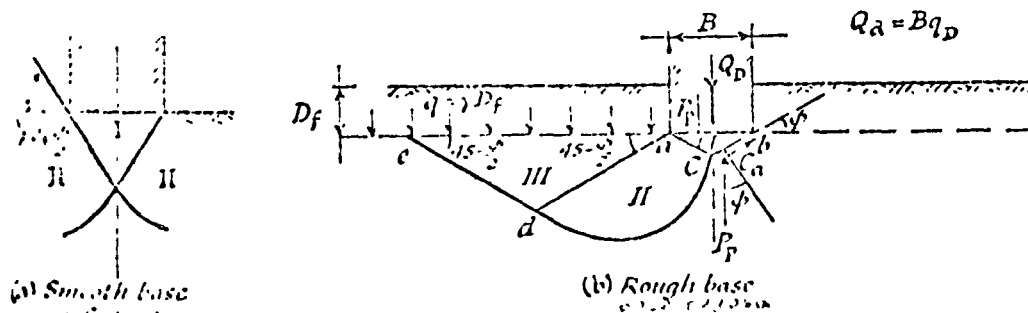


FIG. 29. Idealised failure surfaces used in Terzaghi's analysis.

(Terzaghi, 1943)

Fig. 12 Mecanismo de falla

donde la cuña de la zona I, se mueve como cuerpo rígido. La zo-

./.

na II es de deformación tangencial radial, la zona III es un estado plástico pasivo de Rankine.

3.2.3. Soluciones

3.2.3.1. Fórmulas Teóricas

Trabajando algebraicamente con las fuerzas que intervienen en el equilibrio K. Terzaghi llegó a una expresión de la siguiente forma:

q_u = Componente cohesiva + Componente de Confinamiento + Componente Friccionante.

Y expresándolo en literales:

$$q_u = cN_c + \gamma_1 D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_\gamma$$

Donde:

q_u = Capacidad de carga última, en ton/m²

c = Cohesión del suelo, en ton/m²

γ_1 y γ_2 = Peso volumétrico del suelo, en ton/m³, por arriba y por abajo del nivel de apoyo de la cimentación respectivamente.

D_f = Profundidad de apoyo, en m.

B = Ancho del cimiento (recuérdese que es continuo) en cm.

N_c, N_q, N_γ = Factores de capacidad de carga, adimensionales que dependen del ángulo de fricción interna del suelo y de su comportamiento bajo carga.

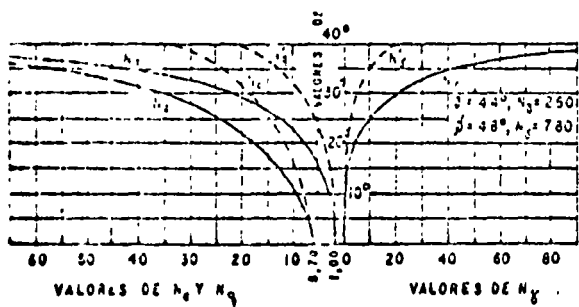


FIG VII.8 Factores de capacidad de carga para aplicación de la teoría de Terzaghi

FIG 13 FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA

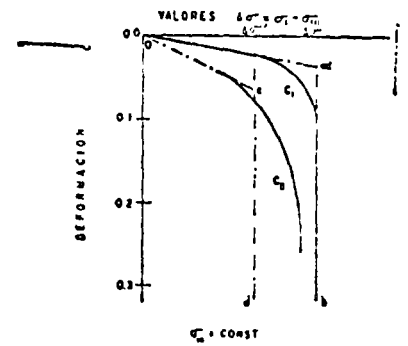


FIG. VII.9 Curvas de esfuerzo deformación tipicas para mecanismo de falla general (1) y local (2), según Terzaghi

FIG 14 CRITERIOS DE FALLA LOCAL Y GENERAL

En la Fig. 13 se presentan las gráficas comúnmente empleadas para determinar los factores de capacidad de carga.

Terzaghi distingue además dos casos, el primero denominado "falla - General" en el cual la curva esfuerzo deformación del material es parecida a la curva C, de la Fig. 14 y el segundo es llamado "falla - Local" y su curva esfuerzo deformación afecta la forma de C₂ en la misma figura.

Meyerhof, con más información sobre el particular propuso un nuevo mecanismo de falla en la cimentación, principalmente prolongando las superficies de deslizamiento hasta la superficie del terreno, tal como se indica en la Fig. 15.

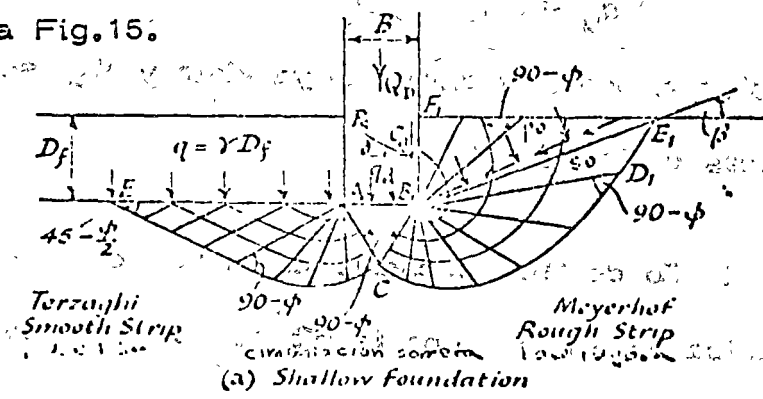


Fig. 15

La expresión de capacidad de carga es similar en forma a la de Terzaghi, pero aparece el concepto de la "superficie libre equivalente" - donde actúan los esfuerzos p_0 y S_0 .

Los resultados del cálculo de capacidad de carga para cimentaciones someras son similares en ambas teorías, sin embargo la de Terzaghi es más sencilla de aplicar.

Para el caso de cimentaciones profundas en cambio la teoría de Meyerhof ofrece mejores predicciones.

Meyerhof, para el caso de suelos cohesivos presenta una teoría similar a las anteriores pero en la cual el factor de capacidad de carga N_c varía con la profundidad, forma y tamaño de la cimentación.

La expresión es:

$$q_u = cN_c + \gamma D_f$$

donde las literales tienen el significado ya visto y N_c , se determina según las gráficas de la Fig.16.

Meyerhof, en el año de 1957 presentó en la IV Conferencia Internacional de Mecánica de Suelos, una teoría que permite calcular capacidad de carga en taludes o bien cerca del borde de taludes.

Las expresiones de la teoría distinguen sólo dos tipos de suelos:

friccionantes (arenas)

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma BN \gamma q$$

y cohesivos (arcillas)

$$q_u = c N_c \gamma$$

./.

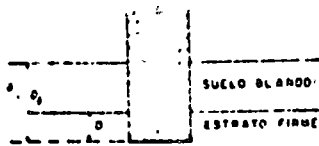


FIG. VII-12. Diferencia entre D y D_1 para aplicar la fórmula de Stempson

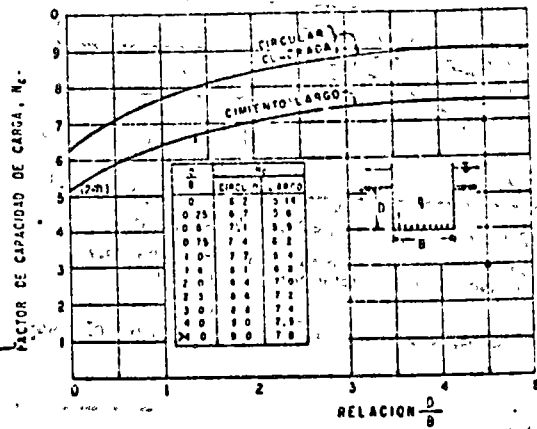
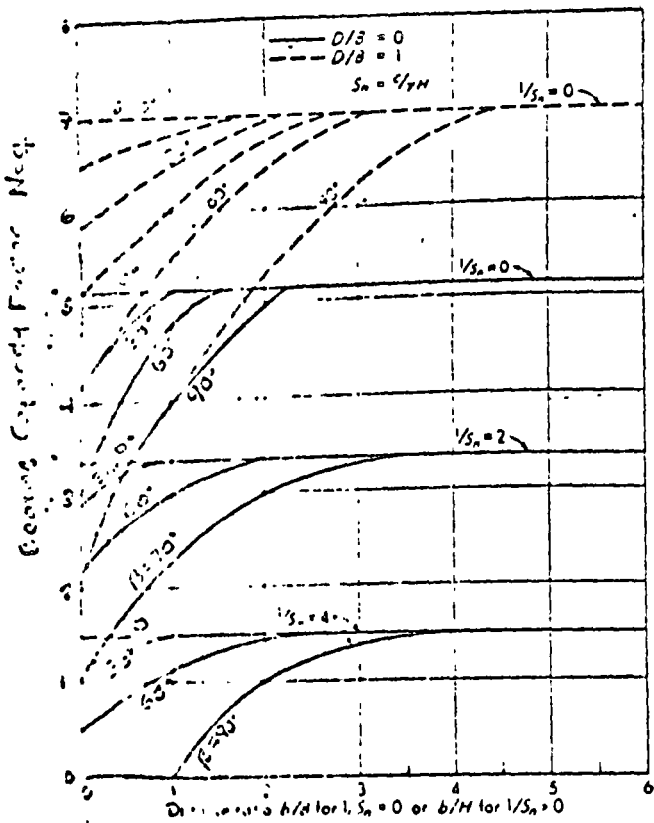
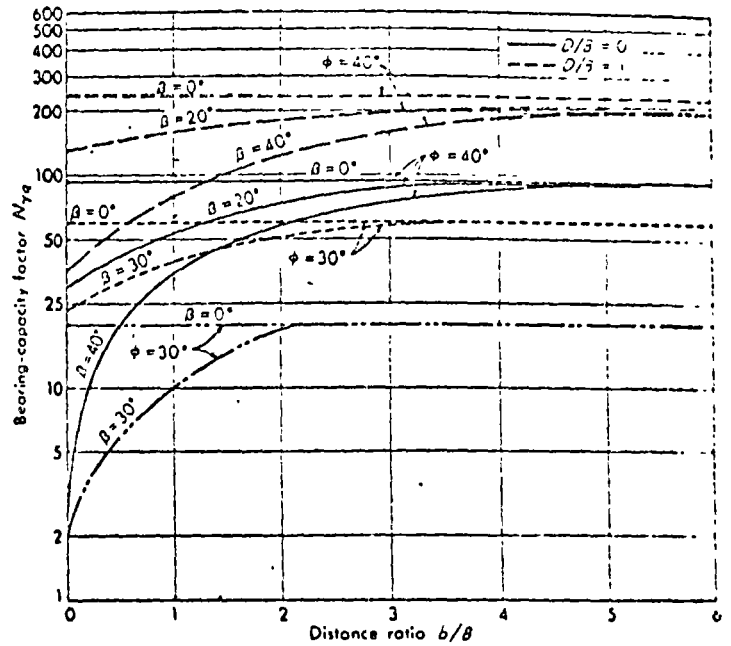
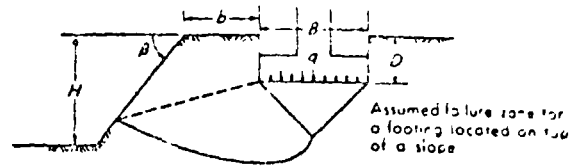


FIG. VII-11. Valores de N_p según Stempson, para suelos paramento cohesionados

FIG. 16. EFECTO DE LA FORMULA DE STEMPSON

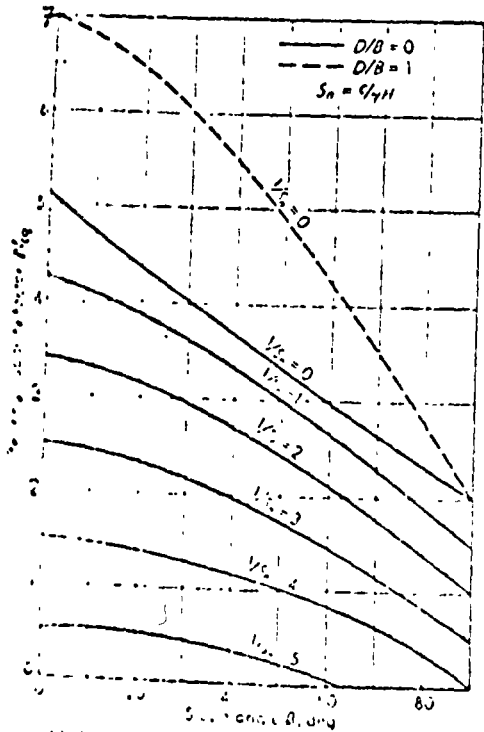


(a) Bearing capacity factors for a strip foundation on top of a slope for a cohesionless soil. Interpolate for intermediate D/B ratios.

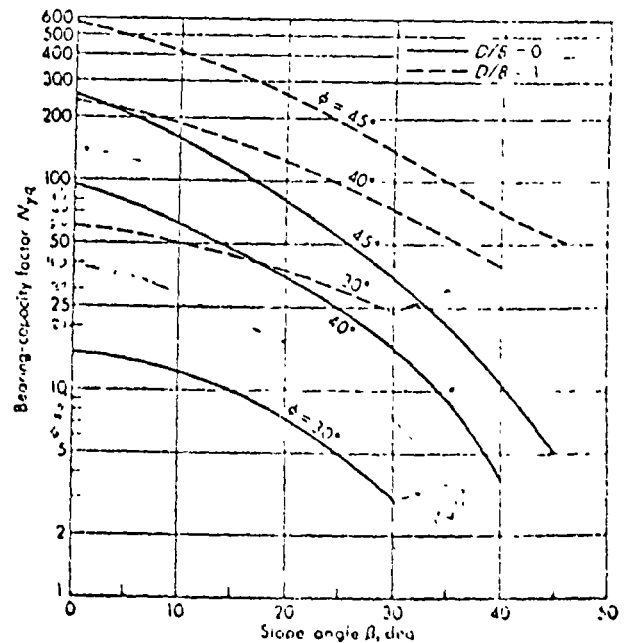
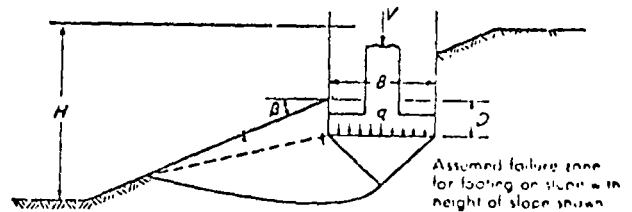


(b) Bearing capacity factors for a strip foundation on top of a slope of cohesionless soil. Interpolate for intermediate D/B ratios.

Fig. 2.8 Bearing capacity factors for a footing located on top of a slope. (After Meyerhof [15].)



(a) Bearing capacity factors for a strip foundation on a slope of cohesionless soil. Use linear interpolation for intermediate b/B ratios.



(b) Bearing capacity factors for a strip foundation on slope of cohesionless soil.

Fig. 2.9 Bearing capacity factors for a footing located on a slope. (After Meyerhof [15].)

FIG 17

donde los factores de capacidad de carga N_q y N_{cq} se determinan en función de la geometría del talud y propiedades mecánicas de lo que lo conforma (Fig.17).

3.2.3.2. Pruebas de Carga

Se llevan a cabo cuando es necesario determinar con mayor certeza la capacidad de carga de un suelo, bien sea por incertidumbre en la evaluación del comportamiento de una estructura en terrenos inexplo-
rados o bien por la economía que puede derivarse de un valor más cercano a la realidad. En el inciso 3.4 se describen con detalle.

3.2.3.3. Reglamentos de Construcción

Los valores de capacidad de carga recomendados en los reglamentos de construcción, generalmente son conservadores, sin embargo, como se verá en el inciso 3.5, pueden dar lugar a problemas de economía o de estabilidad, cuando no se interpretan correctamente.

3.3. FORMULAS TEORICAS (Aplicación)

3.3.1. Suelos Friccionantes

Pertencen a este grupo las arenas, arenas finas, gravas y combinaciones de estos materiales.

Generalmente es la teoría de K. Terzaghi la que se emplea en estos casos, eliminando el término cohesivo y así:

$$q_u = \gamma_1 D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_\gamma$$

donde las literales tienen el significado ya mencionado.

Nótese que en este tipo de suelos es muy importante el término D_f , profundidad de apoyo, para zapatas cuyo ancho B es pequeño.

Cuando B aumenta, la capacidad de carga aumenta en forma proporcional.

El nivel freático afecta ambos términos, al provocar que γ_1 y γ_2 , -- pesos volumétricos, se comporten como sumergidos y por tanto condicionan una reducción substancial de la capacidad de carga.

3.3.2. Suelos Cohesivo Friccionantes

Aquí se consideran los suelos limo arenosos, arcillo arenosos, arenos arcillosos y areno limosos principalmente.

También es la teoría de K. Terzaghi la que normalmente se emplea en estos casos, sólo que con los tres términos:

$$q_u = c N_c + \gamma_1 D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_\gamma$$

puede observarse que el término "cohesivo" puede llegar a ser el más importante cuando el ángulo de fricción interna del material es mayor de 30°.

Este tipo de suelos exhiben las capacidades de carga más elevadas, sin embargo es imperativo en ellos que se confirme la conservación de la cohesión "C" bajo cualquier cambio eventual que pueda sufrir la cimentación. Por ejemplo puede suceder que el "cementante" asociado a un determinado valor de cohesión "C" se pierda al sumergir en agua al material, o se reduzca paulatinamente a través del tiempo.

3.3.3. Suelos Cohesivos

Es el caso de las arcillas y arcillas limosas plásticas, principalmente.

Se acostumbra emplear la expresión de Skempton para definir su capacidad de carga.

$$q_u = cN_c + \gamma D_f$$

En este caso N_q implícitamente vale 1 y N_c varía con el ancho, profundidad y forma de la cimentación.

Se puede observar que la profundidad de apoyo, es poco importante ./.

en la capacidad de carga, y que inclusive podríamos colocar la cimentación en la superficie del terreno y a pesar de ello existiría una capacidad de carga substancial.

Es de advertir en este caso que el término γD_f sólo debe tomarse en cuenta cuando la cimentación es hueca. En efecto, el peso propio del suelo que rellena el hueco de la zapata, cuando ésta es maciza produce una presión similar a γD_f , y así la presión neta, disponible para recibir a la superestructura se merma en dicha cantidad y por lo tanto:

$$q_u = cN_c + \gamma D_f - \gamma D_f$$

$$q_u = cN_c$$

En sentido estricto este mismo razonamiento se debe aplicar a los suelos friccionantes y cohesivo friccionantes, antes descritos pero en tal caso el valor N_q que acompaña al término γD_f , es notablemente mayor de 1, y por lo tanto, prácticamente no sufre afectación.

Con objeto de tener una idea del grado de precisión que puede lograrse con la fórmula de Skempton aplicada al cálculo de capacidad de carga de un suelo cohesivo, se presenta en la Fig.18 una tabla, tomada del libro Foundations de A. Little, una colección de casos de estructuras que al ser cimentadas sobre suelos cohesivos han fallado

TABLE 1
 Values of N_c compared with Observations of Full Scale Foundation Failures on Clay

Site	Dimensions of foundation				Average settlement at failure p_f , in.	p_f/B , %	Nett foundation pressure at failure q_n , tons/ft ²	Average shear strength of clay, c , tons/ft ²	q_n/c	N_c	$\frac{q_n}{c} - N_c$ %
	B , ft	L , ft	D_f , ft	D_f/B							
Hagalund, Sweden	1.3	6.5	0		1	3	0.43	0.074	5.8	5.4	6.9%
Kippen, Scotland	8	9	2	0.77	10	10	0.95	0.067	6.4	6.5	-1.6%
Lach Ryan, Scotland	8*	8*	5.5	0.69	11	12	1.15	0.16	6.0	7.2	0.0%
Newport, Wales	8	8	50	6.3	11	12	1.9	0.22	7.2	9.0	-4.6%
			6†	0.75	14	15	2.9	0.36	8.0	8.6	-7.5%
			20 (total)	2.5	14	15	2.9	0.36	8.0	8.6	-7.5%
Shelthaven, England:											
A	25*	25*	0	0	—	—	0.84	0.135	6.4	6.2	3.1%
B	52*	52*	0	0	30	5	0.83	0.140	5.7	6.2	-8.8%
Trascona, Canada	77	195	12	0.16	140	15	2.3	0.42	5.6	5.56	0.7%
Silo (Eschebotarioff, 1957) (location not given)	49	225	3	0.08	—	—	2.6	0.50	5.2	5.4	-3.6%

(After Skempton, 1951)

* Diameter. † In clay. ‡ With friction. § No side friction. || Vane. ¶ Compression test.

FIG. 18 COMPARACION DE VALORES DE N_c TEORICOS Y PRACTICOS (q_n/c) EN LA FORMULA DE SKEMPTON

Se puede decir por lo tanto que el factor de seguridad en el momento de la falla ha sido 1 y es posible entonces comparar el valor N_c teórico, con la relación capacidad de carga última/cohesión (q_d/c), que en cierta forma viene a ser el N_c práctico.

Del análisis de los valores mostrados en la tabla se puede concluir -- que para los casos presentados, la capacidad de carga estimada teóricamente difiere en el peor de los casos del orden de + 7% a - 9% -- del valor real.

3.3.4.. Rocas

El enfoque para la determinación de la capacidad de carga en las rocas, no está principalmente en encontrar las propiedades mecánicas intrínsecas del material sino en los detalles geológicos del macizo -- completo.

Según esto es más importante determinar las condiciones de fracturamiento, alteración, fisuramiento, etc., de la roca. También es importante conocer su perfil geológico general, que permita decidir sobre la existencia de cavernas, huecos, fallas, grietas y en general -- discontinuidades que puedan provocar concentraciones de esfuerzo y fallas de la roca.

En ocasiones una exploración correcta del sitio donde se desea des--
./.

plantar una obra permitirá confirmar si el apoyo se hará en roca sana o es un simple fragmento de roca en el que se pretende cimentar.

Normalmente se emplean factores de seguridad altos del orden de 6 a 10, limitando además la capacidad de carga de trabajo a valores compatibles con el concreto empleado en la cimentación.

Excepto el caso de rocas, pizarras, calizas, areniscas, lutitas y volcánicas, la resistencia de la roca sana es tan buena o más que la del concreto.

En la siguiente tabla se da una idea general del orden de magnitud de la resistencia en compresión simple de algunas rocas:

ROCA	RESISTENCIA EN COMPRESION SIMPLE (kg/cm ²)		
BASALTO	1800	a	2800
GRANITO	700	a	1800
ESQUISTO	350	a	1000
CALIZA	350	a	1000
CALIZA POROSA	70	a	350
ARENISCA	170	a	700
PIZARRA	70	a	350

La Fig. 19 presenta algunas consideraciones adicionales que deben to

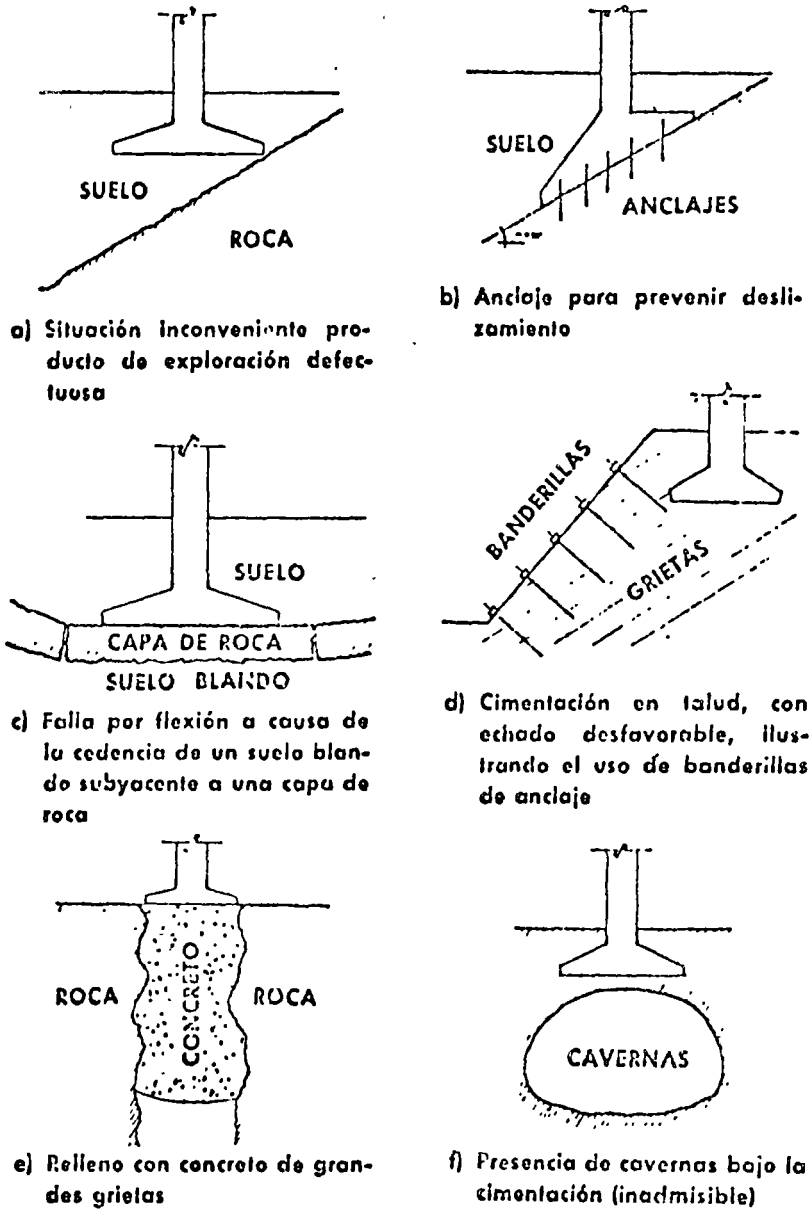


FIG. VIII-5. Problemas relacionados con cimentaciones en roca

FIG. 19

marse en cuenta para el caso de cimentaciones sobre rocas, con diversos problemas.

3.3.5. Factor de Seguridad

Para determinar la capacidad de carga admisible, es necesario dividir la capacidad de carga última por un número mayor de 1, que normalmente se le llama Factor de Seguridad.

Dicho factor toma en cuenta las incertidumbres acumuladas durante todo el proceso de cálculo, por ejemplo en la determinación de las propiedades mecánicas del suelo, en la aplicabilidad de las teorías, en las cargas reales que actuarán sobre la cimentación, en el procedimiento constructivo, etc.

Es usual emplear un valor de 3, en el cálculo de capacidad de carga para condiciones estáticas normales, y del orden de 2 para la combinación más desfavorable, de cargas estáticas permanentes y cargas dinámicas o estáticas eventuales.

3.4. PRUEBAS DE CARGA

Cuando las condiciones de la obra por cimentar lo requieran, bien sea por incertidumbres o por economía se emplean pruebas de carga para determinar la capacidad de carga de trabajo de un suelo.

Con la salvedad del caso mostrado en la Fig.20, en el que no es aplicable una prueba de carga, en general los resultados que se obtienen están más cerca de la realidad.

3.4.1. Procedimiento

La Fig.21, presenta el arreglo típico que tiene una prueba de esta naturaleza.

En general se procede de acuerdo con una secuencia que a grandes rasgos es como sigue:

- a. Se prepara la superficie de apoyo para la placa de carga, procurando retirar cualquier capa dura local que pueda afectar los datos del ensaye. Las dimensiones del pozo donde se haga la prueba deben ser del orden de 6 veces el ancho de la placa y profundidad igual a la del estrato donde se desee apoyar la cimentación real.
- b. Mediante un gato hidráulico que reaccione contra un sistema de lastre independiente, se aplican cargas, por incrementos, a cada $1/5$ de la presión propuesta como capacidad de carga.

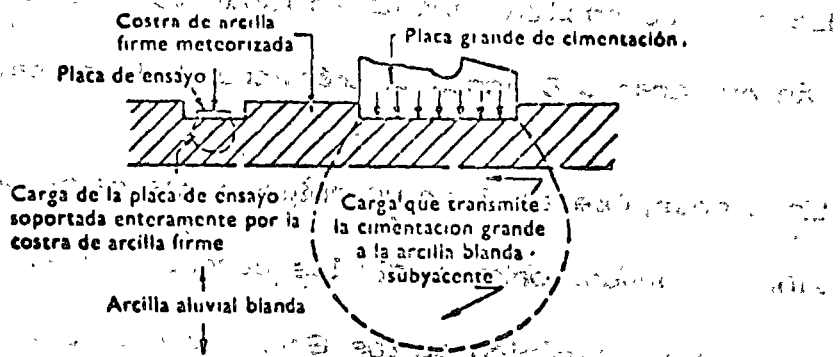


Figura 1.17

FIG. 20

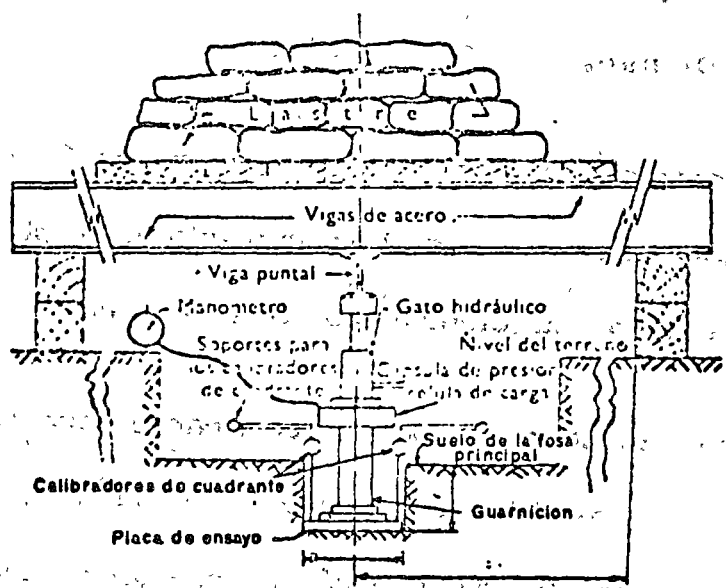


FIG. 21

En caso de emplear anclas en lugar de lastre, deberán hincarse a 8 veces el diámetro de la placa.

- c. Es aconsejable emplear un anillo o una celda de presión calibrados para medir las cargas reales, ya que el sistema mecánico de los Gatos no está diseñado para dar lecturas confiables a pesar de ser calibrados.
- d. Mediante un sistema independiente de sujeción, deberán medirse los asentamientos de la placa, en dos puntos opuestos, mediante micrómetros con precisión de 0.01 mm.
- e. En ocasiones pueden emplearse sistemas ópticos de medición que refieran el movimiento de la placa a bancos alejados suficientemente de la prueba.
- f. Durante la prueba deberán registrarse para cada incremento, datos del asentamiento de la placa contra el tiempo (Fig.22). No deberá pasarse al siguiente incremento hasta que la variación de deformación respecto al tiempo sea prácticamente despreciable (10 micras por hora). Base a este juego de curvas, se construye la curva asentamiento contra presión de contacto, (Fig.22, curva superior).

- g. De requerirse, es posible descargar a cero, en ciertos valores de la presión con objeto de separar las deformaciones elásticas y plásticas.

Esto es especialmente útil en el caso de cimentaciones de maquinaria cuando se busca conocer la frecuencia natural de vibración de conjunto suelo cimentación.

3.4.2. Cálculo e Interpretación

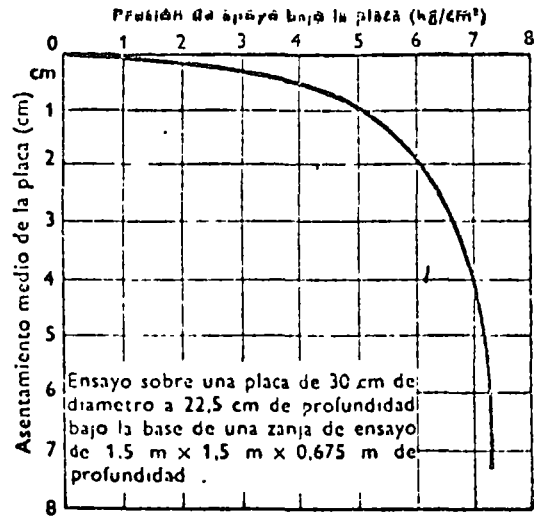
Es aconsejable emplear en un mismo sitio varios tamaños de placa, con el objeto de extrapolar con más elementos de juicio el valor de capacidad de carga de trabajo más adecuado a la cimentación real.

Recuérdese que el asentamiento asociado a una presión es función directa del diámetro de la placa y que si se quiere llevar al prototipo la experiencia de la prueba es necesario llevar en mente la relación entre las dimensiones del prototipo y la placa.

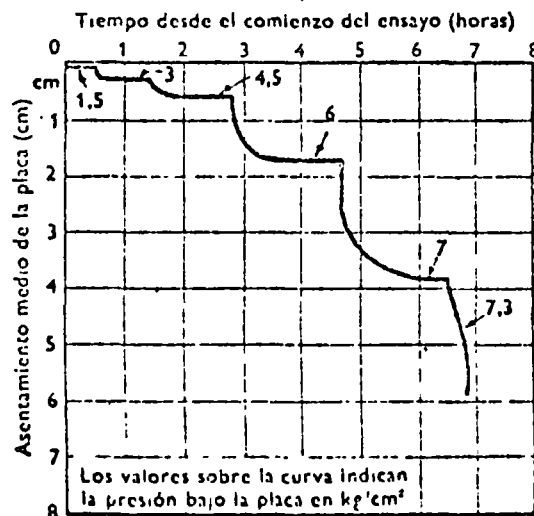
Por ejemplo si una placa de 60 cm de diámetro se asentó 5 mm para una presión de 10 ton/m^2 , entonces una zapata de 3 metros de lado, experimentará un asentamiento del orden de:

$$\text{Asent. Zapata} = 5 \text{ mm} \times \frac{300}{60} = 25 \text{ mm} = 2.5 \text{ cm}$$

Para la misma presión de 10 ton/m^2 .



a)



b)

Fig. 1.19

RESULTADOS TÍPICOS DE UN ENSAYO DE APOYO EN PLACA

FIG. 22

3.4.3. Limitaciones

Deberá llevarse siempre en mente que tanto la zona afectada por la prueba como la zona afectada por la cimentación real, deben pertenecer al mismo estrato.

3.5. REGLAMENTOS DE CONSTRUCCION

3.5.1. Alcance

Dan recomendaciones ^egeneral es de capacidad de carga para obras comunes de Ingeniería cuyo comportamiento ha sido observado y sancionado por la experiencia.

Proporcionan valores conservadores, que pueden aplicarse al caso de obras en las que no se justifique económicamente hacer un estudio especial y que pertenezcan a un numeroso grupo de obras de la misma naturaleza.

3.5.2. Cálculo e Interpretación:

Cada reglamento asociado a una gran ciudad trae su propio método de aplicación, que en ciertos casos, como en el de la ciudad de México - recuerdan las fórmulas de K. Terzaghi y G. Meyerhof.

Por ejemplo: para el caso de la zona de baja compresibilidad el regla

mento de la Ciudad de México propone:

$$q_a = A B + C D + E$$

donde:

q_a = Capacidad de carga admisible en ton/m².

B = Ancho del cimiento en metros

D = Profundidad de apoyo en metros

A, C y E = Coeficientes, cuyos valores, se tabulan en el reglamento, en función de la clase del material y el tipo de cimentación.

3.5.3. Peligros

Cuando se extrapola la capacidad de carga dada por un "Reglamento" a obras de Ingeniería sin precedente en la zona cubierta por aquel, puede incurrirse en soluciones anti-económicas en un caso o bien en soluciones que experimenten asentamientos excesivos por aplicar parcialmente las recomendaciones.

Esto último puede suceder cuando se coloca un edificio sobre zapatas diseñadas para una presión baja dada por reglamento, pero que en conjunto provoquen asentamientos importantes.

3.6. CONCLUSIONES

Puede decirse que los conceptos fundamentales de este capítulo son:

- a. Un suelo falla por rotura o por deformación excesiva.
- b. Capacidad de carga admisible es la que previene la falla por rotura del suelo.
- c. Capacidad de carga de trabajo es la que previene la falla por rotura y por deformación excesiva del suelo.
- d. La capacidad de carga de una cimentación es afectada por las propiedades mecánicas del suelo en que se apoya (principalmente, cohesión, ángulo de fricción, peso volumétrico, posición del nivel freático), por la geometría en planta de la cimentación, por la profundidad de apoyo y dimensiones de la cimentación.
- e. En general, puede considerarse que la expresión de capacidad de carga de un suelo tiene tres términos, el cohesivo, el confinante y el friccionante.
- f. En suelos friccionantes el término cohesivo no existe y el término confinante es muy importante.

- g. En suelos cohesivos el término friccionante no existe y el término confinante prácticamente no es importante, a excepción de las cimentaciones huecas.
- h. Los suelos cohesivo friccionantes en general tienen una excelente capacidad de carga.
- i. Las pruebas de carga proporcionan resultados más apegados a la realidad pero es imperativo conocer la estratigrafía del subsuelo donde se aplican para decidir sobre su aplicabilidad.
- j. Los reglamentos de construcción aportan valores conservadores de la capacidad de carga aplicables a obras donde sea antieconómico efectuar otro tipo de análisis. Al construir obras sin precedente conviene no apegarse a los valores de capacidad de carga recomendados sino profundizar concientemente en su evaluación.

México, D.F., Marzo de 1974

A t e n t a m e n t e

ING. JUAN J. SCHMITTER

BIBLIOGRAFIA

E. JUAREZ BADILLO Y A. RICO "MECANICA DE SUELOS" TOMOS I, II Y III.

K. TERZAGHI Y R. B. PECK 1968 "SOIL MECHANICS IN ENGINEERING PRACTICE, JOHN WILEY AND SONS.

J. E. BOWLES, 1968 "FOUNDATION ANALYSIS AND DESIGN", -- MC GRAW - HILL BOOK 10.

MARSAL R. J. Y MAZARI M., 1969 "EL SUBSUELO DE LA CIUDAD DE MEXICO" U.N.A.M.

TSCHE BOTARIOFF G.P., 1952 "SOIL MECHANICS, FOUNDATIONS AND EARTH STRUCTURES" MC GRAW HILL.





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



PROYECTO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

SUPERFICIALES

ING. JUAN JACOBO SCHMITTER

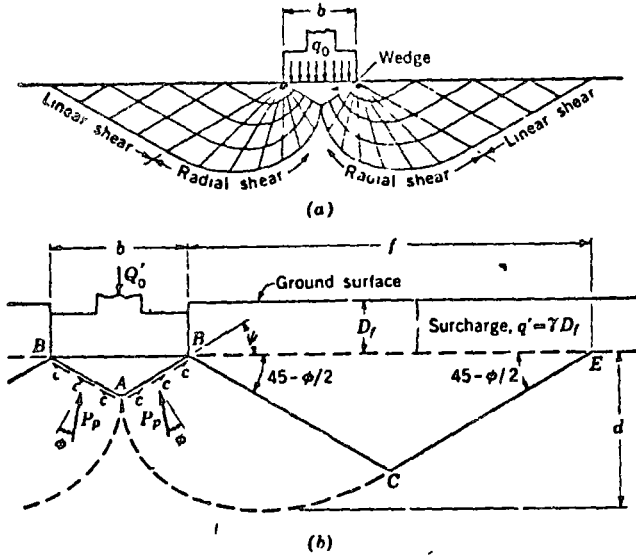


FIG. 6-6. Plastic analysis of bearing capacity. (a) Foundation load and zones of shear; (b) geometry of the shear zones and the forces acting to restrain failure.

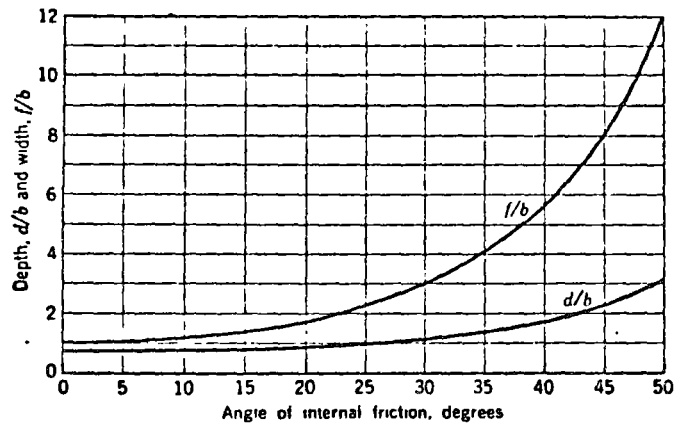
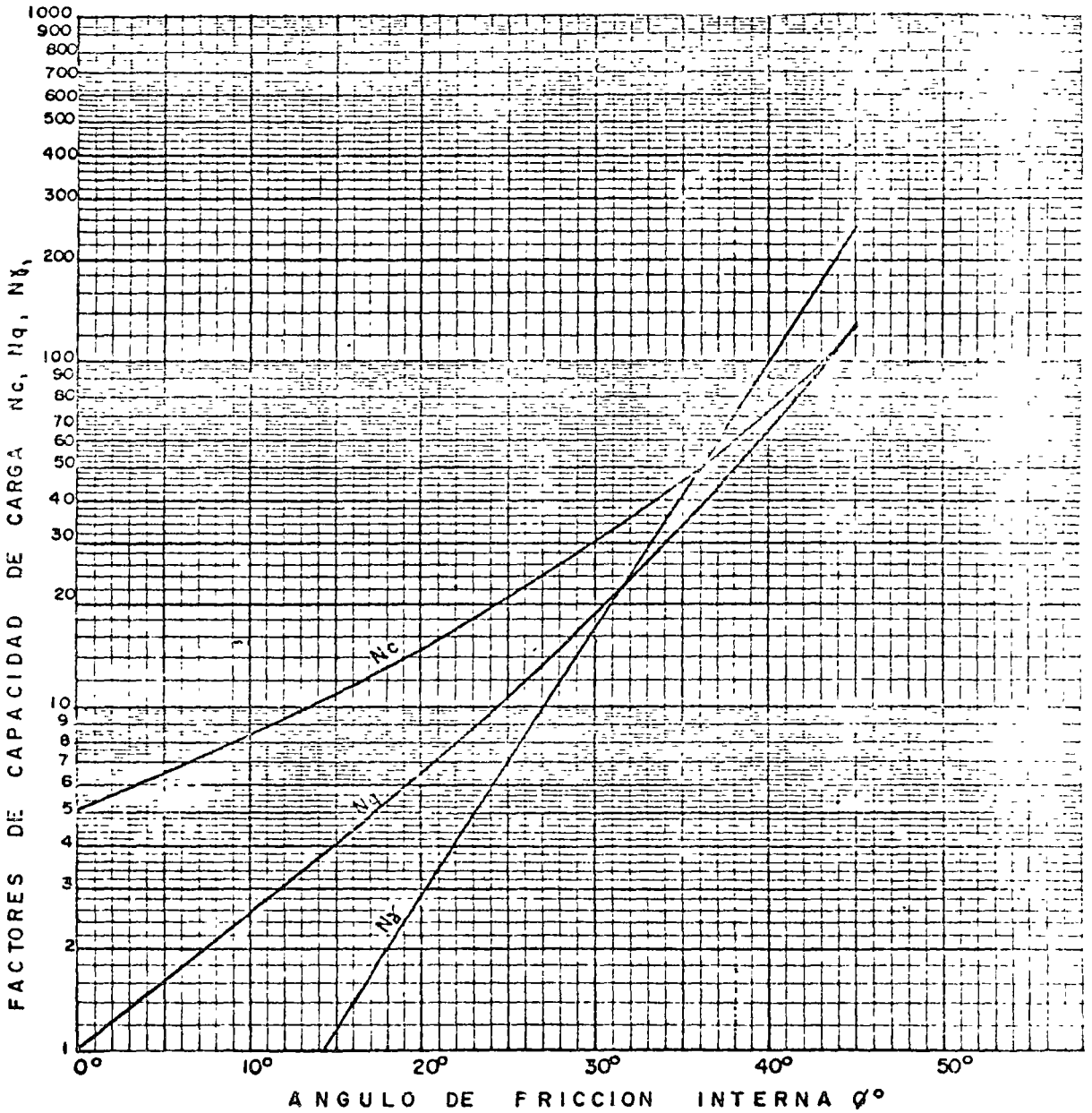


FIG. 6-8. Depth and width of the shear zone in bearing-capacity failure of a cohesionless sand. [After Meyerhof (21).]

VALORES TÍPICOS N_c , N_q , N_γ

ϕ°	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
N_c	5.14	6.5	8.3	11	15	21	30	46	75	134
N_q	1	1.6	2.5	3.9	6.4	11	18	33	64	135
N_γ	0	0.07	0.37	1.1	2.8	6.8	16	41	100	245

MEYERHOF (1963), TERZAGHI Y PECK (1967)



FORMULAS DE CAPACIDAD DE CARGA

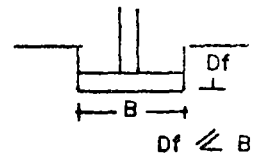
1 - TERZAGHI

FALLA GENERAL 1967

- ZAPATAS CORRIDAS $q = c N_c + \gamma D_f N_q + 0.5 \gamma B N_\gamma$
- ZAPATAS CUADRADAS $q = 1.2 c N_c + \gamma D_f N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma$
- ZAPATAS CIRCULAR $q = 1.2 c N_c + \gamma D_f N_q + 0.9 \gamma B N_\gamma$

2 MEYERHOF (1963)

- ZAPATAS CORRIDAS $q = d_c c N_c + d_q \gamma D_f N_q + d_\gamma \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$
- ZAPATAS RECTANGULARES $q = s_c d_c c N_c + s_q d_q \gamma D_f N_q + s_\gamma d_\gamma \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$



S_c, S_q, S_γ Factores de forma
Ver Figura 8

d_c, d_q, d_γ - Factores de profundidad
Ver Figura 9

ZAPATAS CORRIDAS Y CUADRADAS
(TERZAGHI 1967)

ZAPATAS CORRIDAS Y RECTANGULARES
(MEYERHOF 1963)

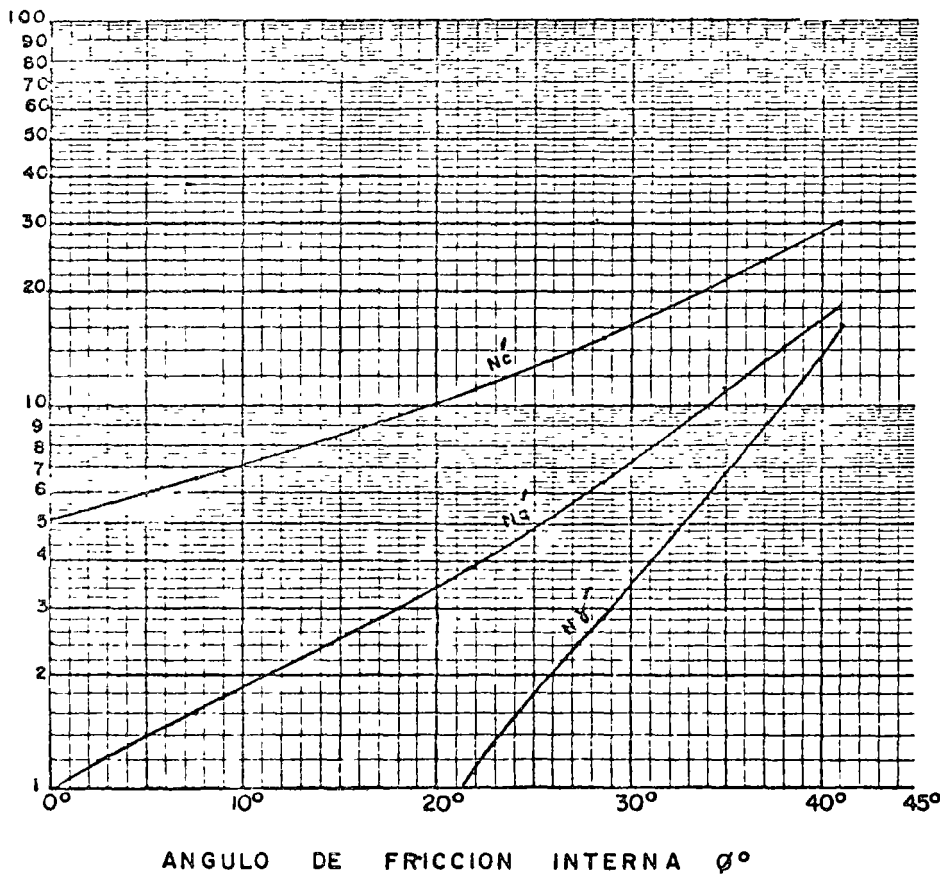
CAPACIDAD DE CARGA
C - ϕ Suelos



VALORES TIPICOS

ϕ°	0	5	10	15	20	25	30	35	40
N_c'	5.14	6.0	7.1	8.4	10.0	12.5	16.0	21.0	28.8
N_q'	1	1.4	1.85	2.5	3.4	4.9	7.2	11.0	16.8
N_γ'	0	0.03	0.13	0.37	0.85	1.8	3.4	6.8	14.0

TERZAGHI Y PECK (1967)
FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA PARA FALLA LOCAL N_c' N_q' N_γ'



PARA ARENAS SUELTAS $N < 10$, $D_r < 35\%$ y ARCILLAS BLANDAS $N < 4$ LA CAPACIDAD DE CARGA PARA FALLA LOCAL POR CORTANTE

ZAPATAS CORRIDAS $q = \frac{2}{3} c N_c' + \gamma D_f N_q' + 0.5 \gamma B N_\gamma'$

ZAPATAS CUADRADAS $q = 1.2 \times \frac{2}{3} c N_c' + \gamma D_f N_q' + 0.4 \gamma B N_\gamma'$

ZAPATAS CIRCULAR $q = 1.2 \times \frac{2}{3} c N_c' + \gamma D_f N_q' + 0.3 \gamma B N_\gamma'$

N = Numero de golpes en Penetración estandar

D_r = Densidad relativa

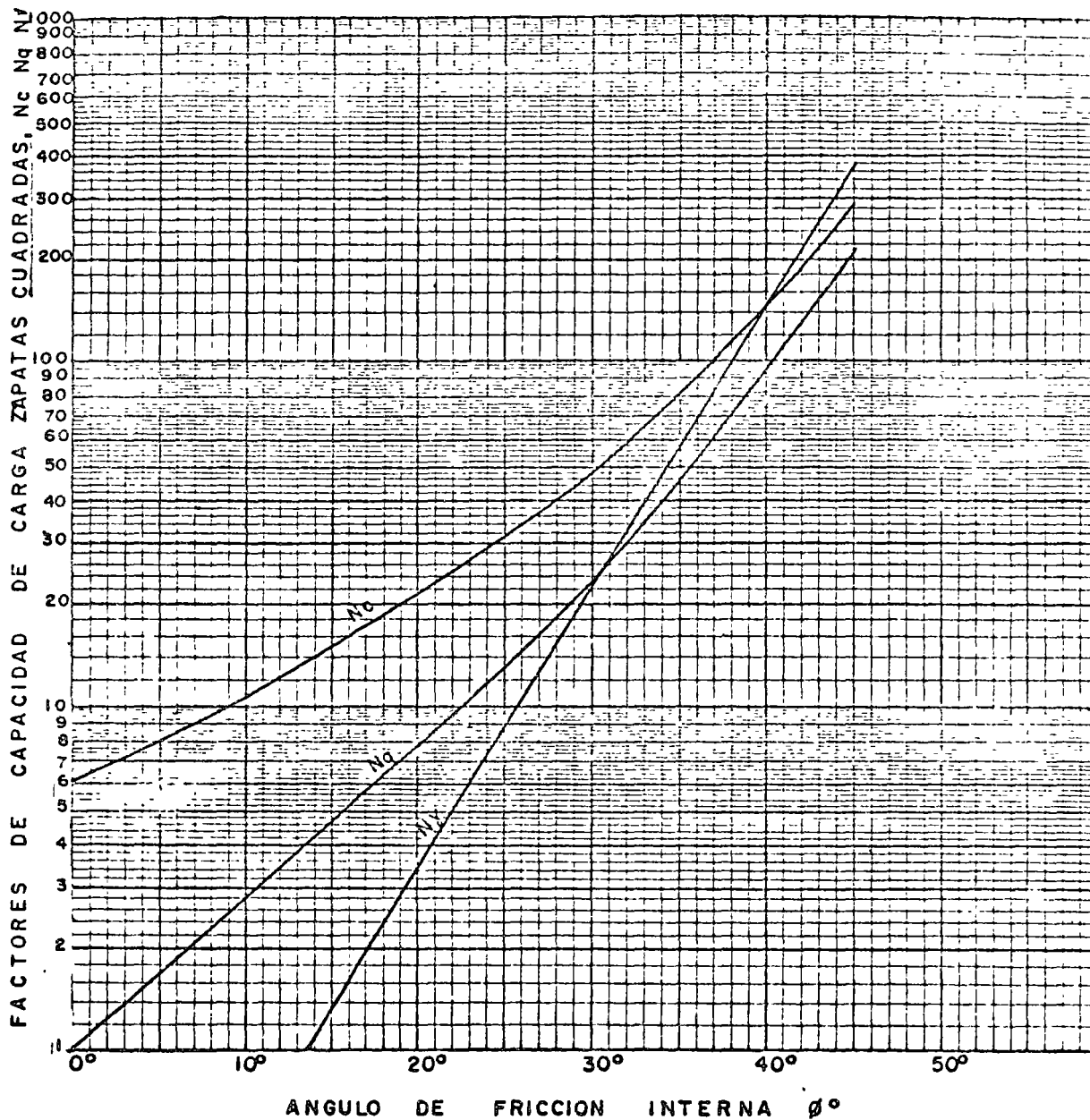


ZAPATAS
CAPACIDAD DE CARGA PARA
FALLA LOCAL POR CORTANTE
C- ϕ SUELOS
TERZAGHI Y PECK 1967
México, D.F. de 19 | Fig. 2

VALORES TÍPICOS N_c N_q N_γ

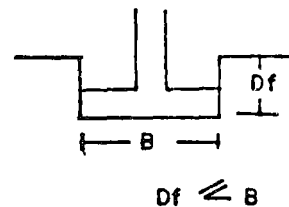
ϕ°	0	10	20	30	40	45
N_c	6.17	10.71	20.84	48.2	144.6	290
N_q	1	2.82	7.7	23.9	93.7	213
N_γ	0	0.42	3.46	22.0	142	380

MEYERHOF (1963)



FORMULA

$$q = d_c c N_c + d_q \gamma D_f N_q + 0.5 \gamma B N_\gamma$$



d_c , d_q , d_γ Factores de profundidad
Ver Figura 9

ZAPATAS CUADRADAS (MEYERHOF) 1963

CAPACIDAD DE CARGA
 $C - \phi$ Suelos



México, D.F.

de 19

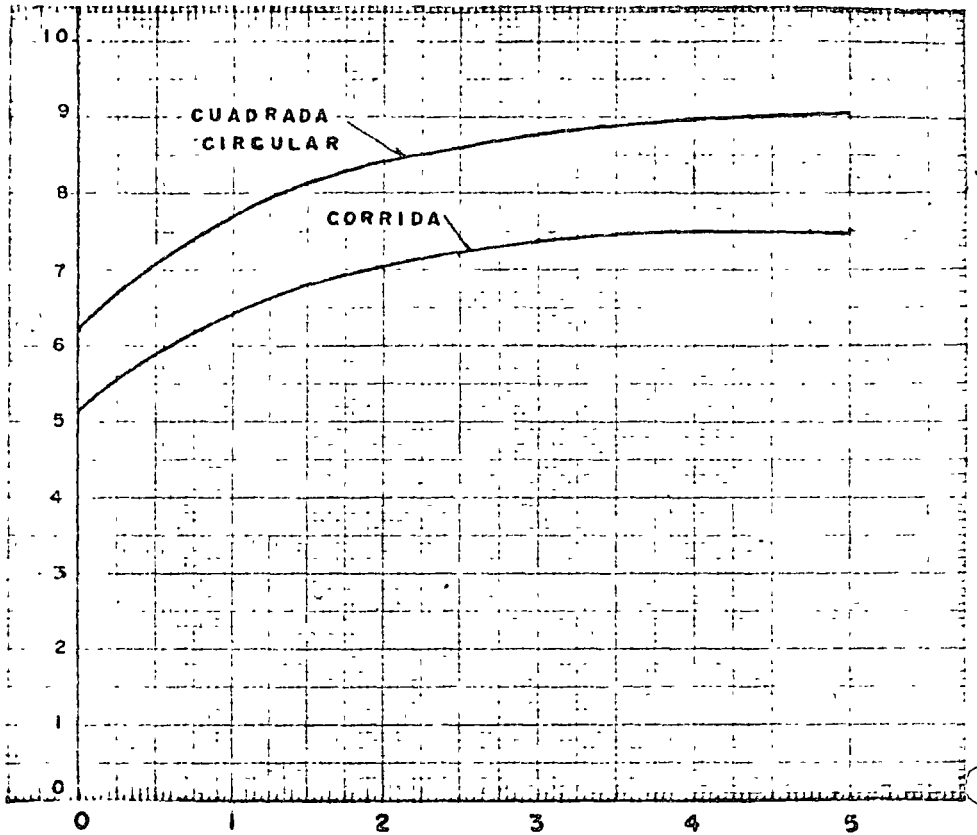
Fig. 3

VALORES TÍPICOS

D/B	0	0.25	0.5	0.75	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	4.0	5.0
Nc	62	67	71	74	77	81	84	86	88	90	90
Nc	5.14	5.6	5.9	6.2	6.4	6.8	7.0	7.2	7.4	7.5	7.5

SKEMPTON (1951)

FACTOR DE CAPACIDAD DE CARGA Nc



Zapatas cuadradas circulares o corridas

$$q = cNc + \gamma D$$

$$q_a = \frac{cNc + \gamma D}{F} \quad (\text{admisible})$$

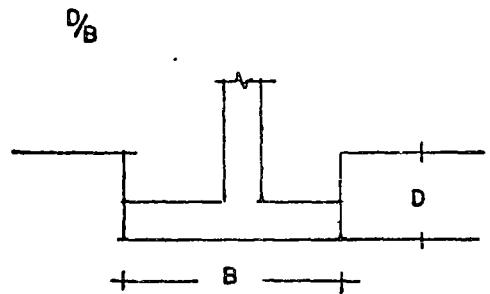
Zapatas rectangulares

$$q = S_c \cdot cNc + \gamma D$$

$$q = \frac{S_c \cdot cNc}{F} + \gamma D \quad (\text{admisible})$$

Nc de Zapatas corridas

S_c Factor de forma



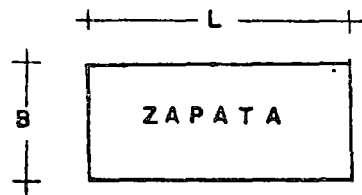
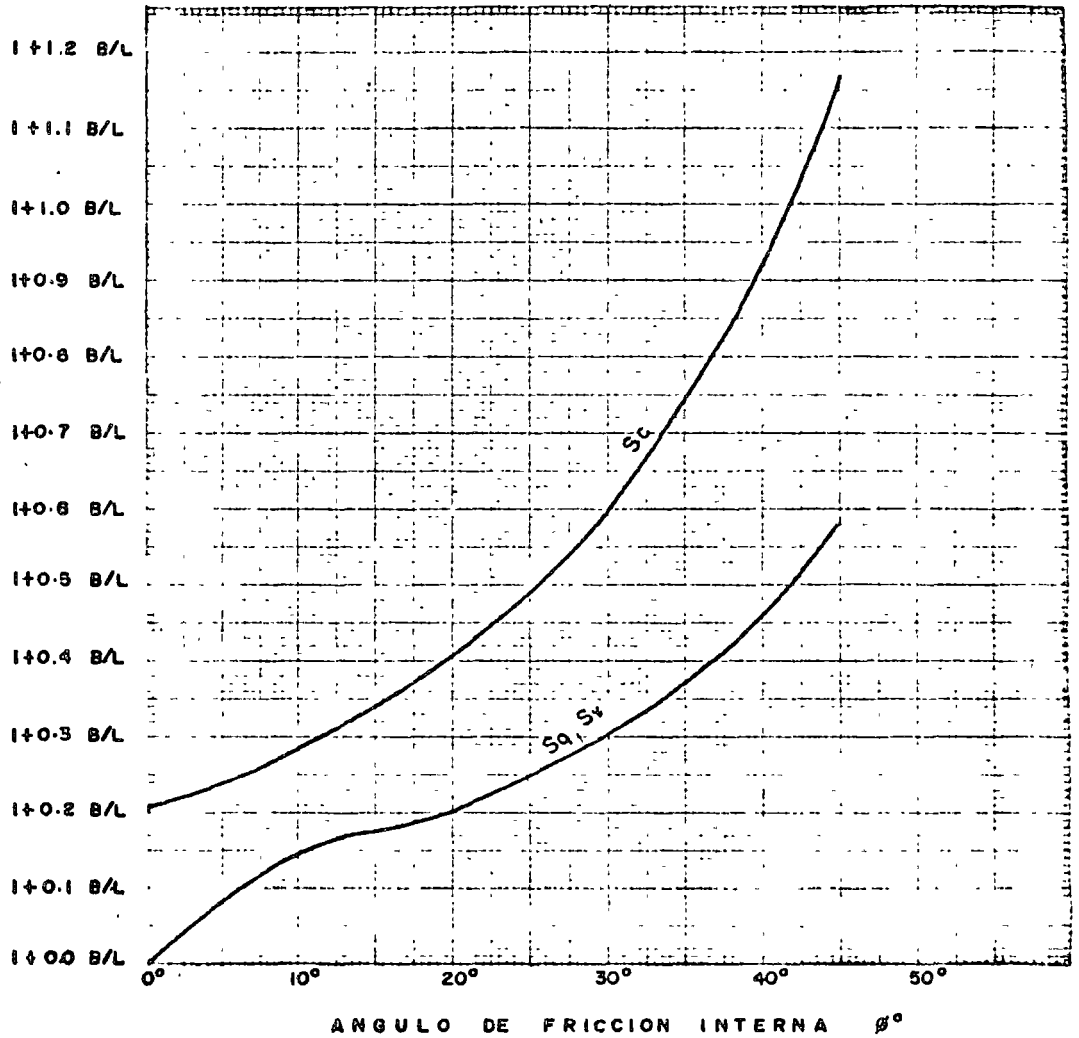
$$S_c = (1 + 0.2 \frac{B}{L})$$

CAPACIDAD DE CARGA DE
ARCILLAS SATURADAS
φ = 0 ANALISIS, SKEMPTON(1951)

Solum
geotecnia

MEYERHOF (1963)

FACTORES DE FORMA, S_c, S_q, S_γ
EN FUNCION DE B/L



$$S_c = 1 + 0.2 N \phi B/L$$

$$S_q = S_\gamma = 1 \text{ para } \phi = 0^\circ$$

$$S_q = S_\gamma = 1 + 0.1 N \phi B/L \text{ para } \phi > 10^\circ$$

$$N \phi = \tan^2 (45 + \phi/2)$$

ZAPATAS RECTANGULARES
MEYERHOF (1963)

FACTORES DE FORMA
PARA EL CALCULO DE CAPACIDAD DE
CARGA EN C-4 SUELOS

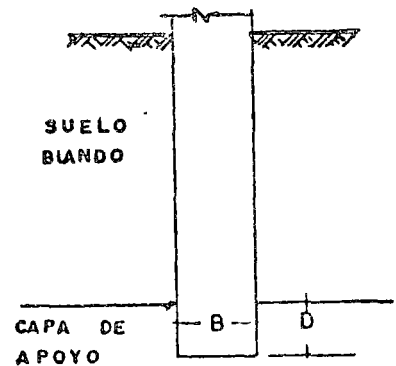
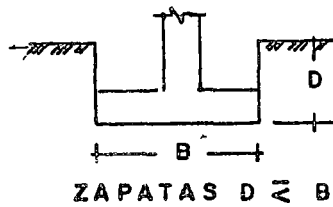
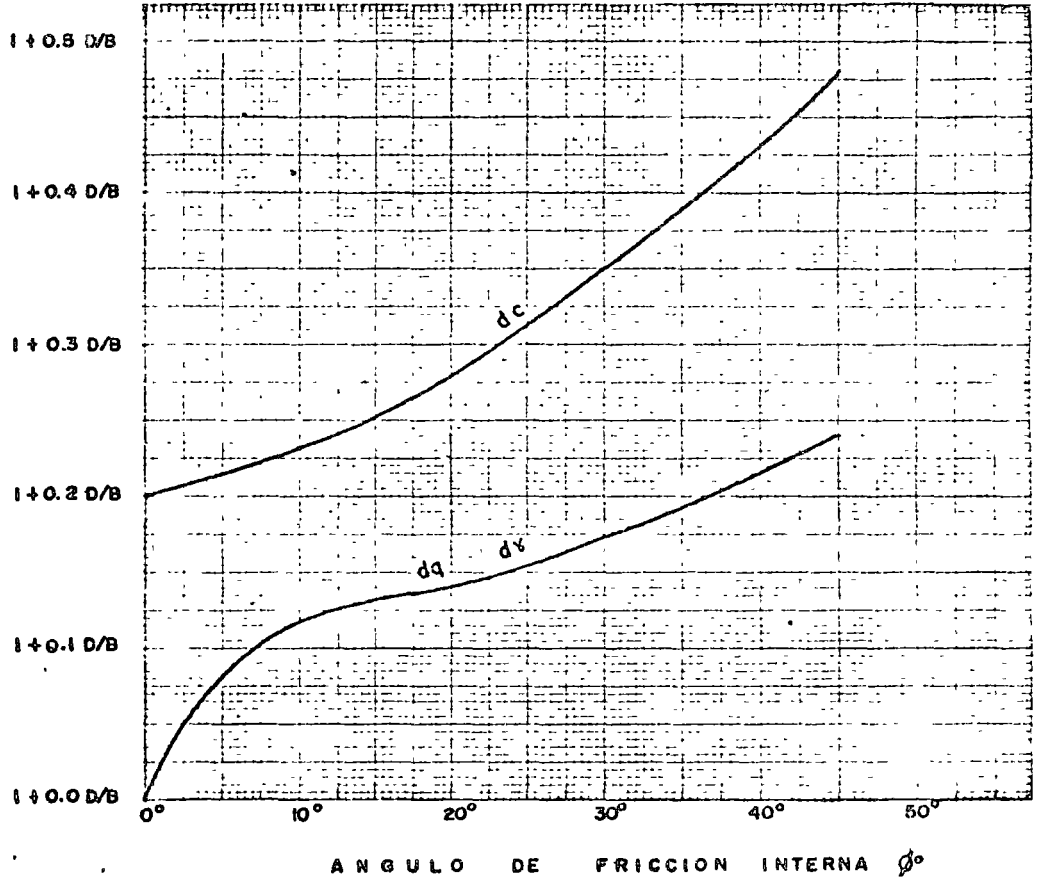
Solum
geotecnia

México, D.F. de 19

Fig. 8

MEYERHOF (1963)

FACTORES DE PROFUNDIDAD d_c, d_q, d_γ
EN FUNCION DE D/B



PILAS O PILOTES COLADOS
"IN SITU"

$$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{N_q} D/B$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \text{ para } \phi = 0^\circ$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{N_q} D/B \text{ para } \phi > 10^\circ$$

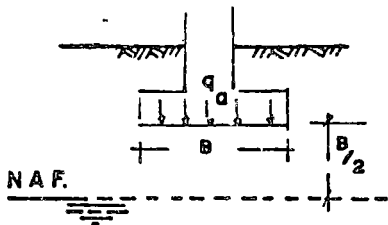
$$N_q = \tan^2 (45 + \phi/2)$$

ZAPATAS PILAS Y PILOTES COLADOS
"IN SITU"

FACTORES DE PROFUNDIDAD
PARA EL CALCULO DE CAPACIDAD DE
CARGA EN C- ϕ SUELOS
México, D.F. de 19 | Fig. 9

Solum
geotecnia

$$q_0 = 6(N-3) \left(\frac{B+0.3}{2B} \right)^2$$



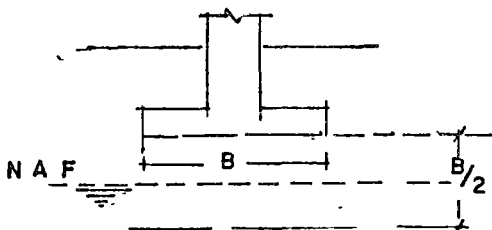
q_0 = PRESION DE CONTACTO PARA 1" DE ASENTAMIENTO

en Ton/m²

N = Numero de golpes, corregido para presion efectiva, en SPT.

B = Ancho de zapata en metros. B > 1.2m.

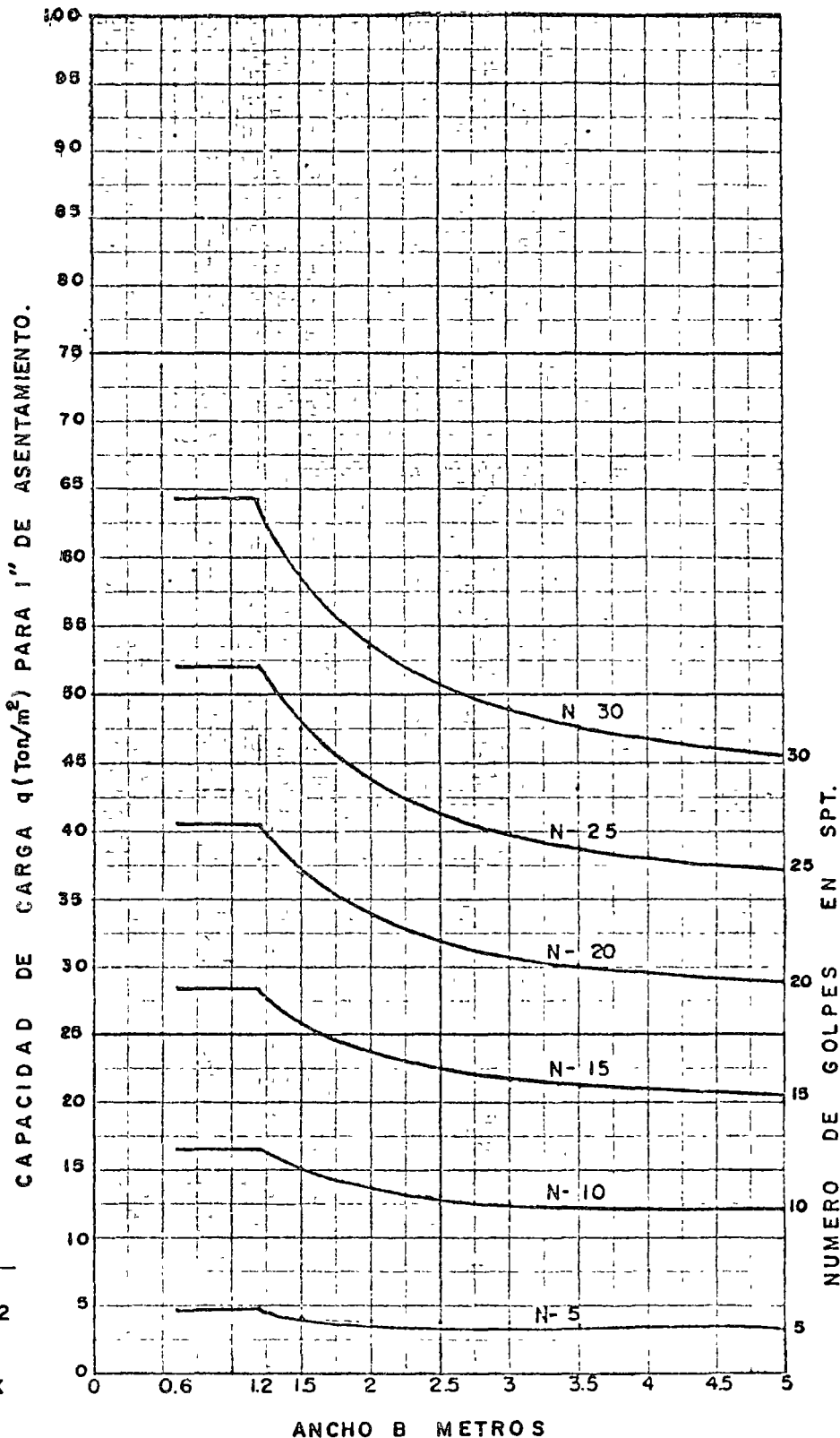
Correccion cuando el N.A.F. se encuentra a una profundidad menor de B/2 bajo de la zapata



$$q_0 = 6(N-3) \left(\frac{B+0.3}{2B} \right)^2 \times K$$

K = RELACION ENTRE LA PRESION EFECTIVA A B/2 y LA PRESION EFECTIVA A LA MISMA PROFUNDIDA PERO SIN CONSIDERAR N.A.F.

Para asentamientos distintos de 1" se supone que el asentamiento varia directamente con la presion de contacto. (X) Estos valores son 50% (a prox) mayores que se obtienen en las graficas de TERZAGHI Y PECK (1967)



PRESION BAJO ZAPATAS PARA ASENTAMIENTOS EN ARENA TERZAGHI Y PECK MODIFICADA (X)

SOLIM geotecnia

México, D.F.

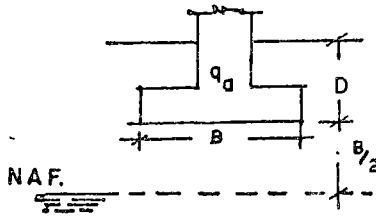
de 19

Fig. 10

$$q_a = 2N \text{ para } B < 1m$$

$$q_a = 1.2N \left(\frac{B+0.3}{B} \right)^2$$

para $B > 1m$

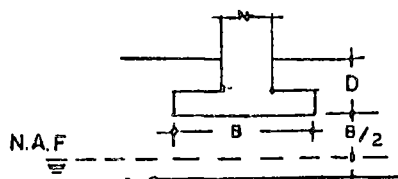


q_a = Presion de contacto para 1" de asentamiento, Ton/m²

N = Numero de golpes, corregido para presion efectiva, en SPT

B = ancho de Zapata en metros

Correccion cuando el N.A.F. se encuentra a una profundidad menor de B/2 bajo de la Zapata



$$q_a = 2N.K \text{ para } B \leq 1m$$

$$q_a = 1.2N \left(\frac{B+0.3}{B} \right)^2 K, \text{ para } B > 1m$$

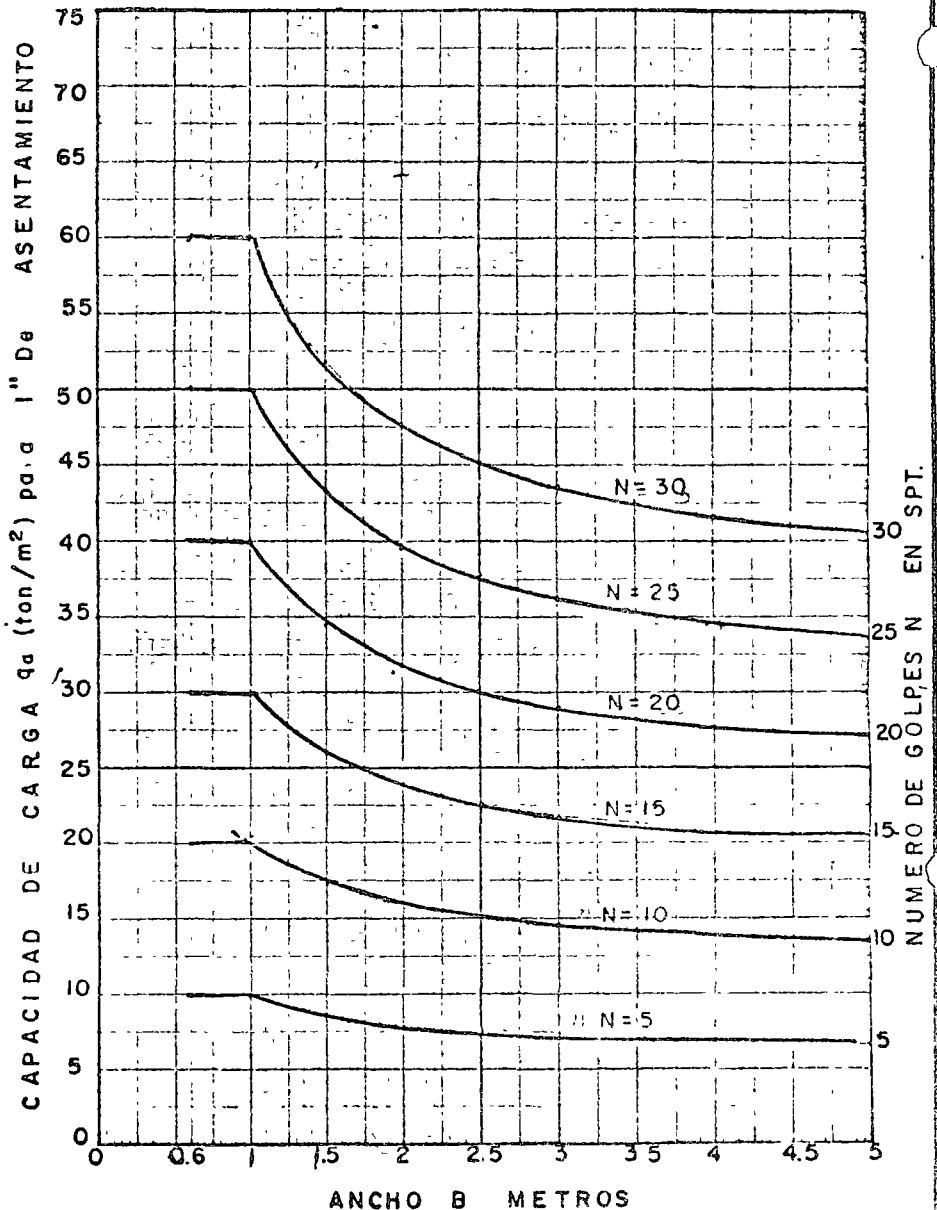
FACTOR DE PROFUNDIDAD PARA MULTIPLICAR LA CAPACIDAD DE CARGA

$$d_c = 1 + 0.33 \frac{D}{B} \quad D \leq B$$

PARA ASENTAMIENTOS DISTINTOS DE 1" SE SUPONE QUE EL ASENTAMIENTO VARIA DIRECTAMENTE CON LA PRESION DE CONTACTO

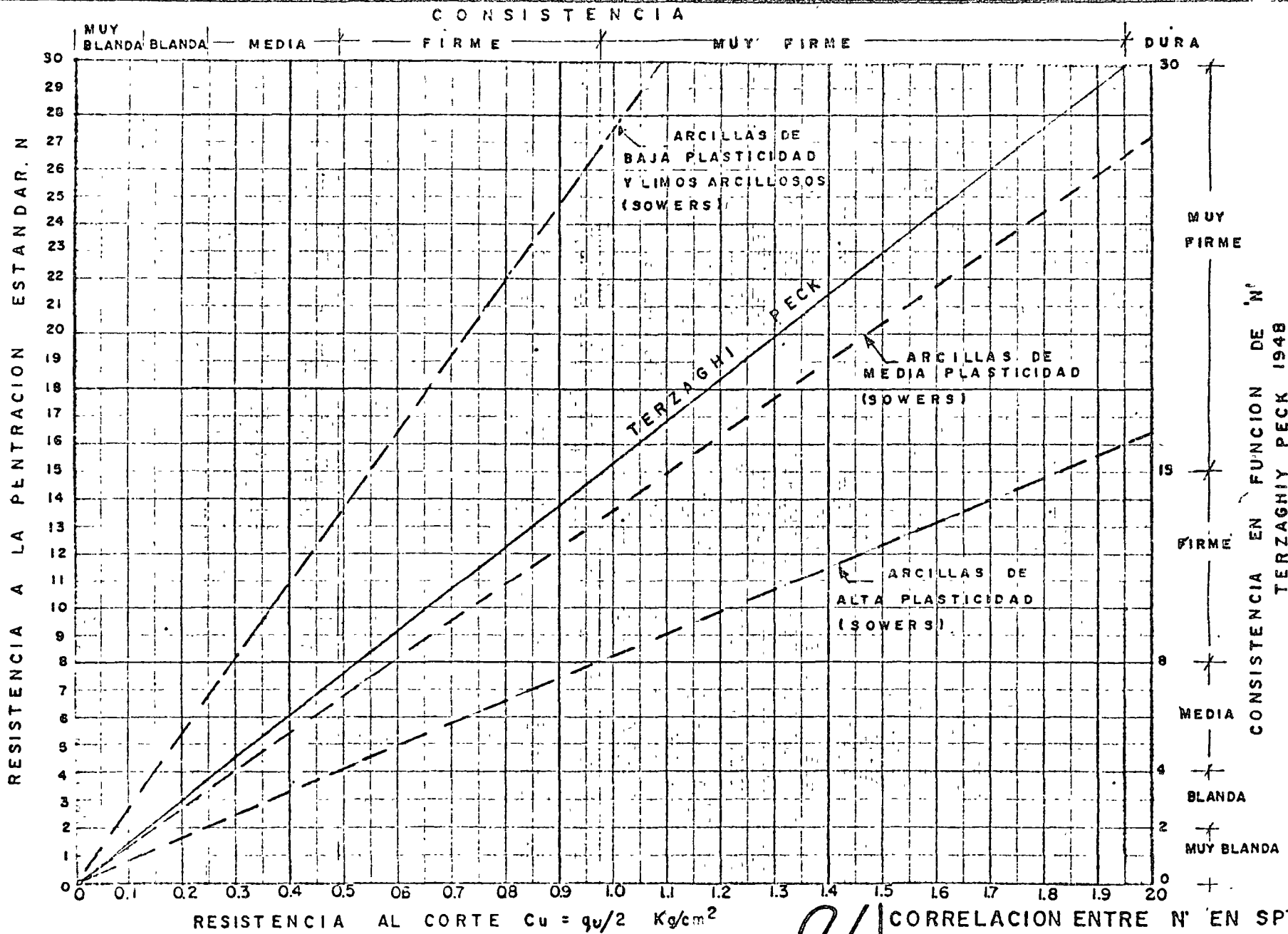
Estos Valores son 50% mayores que los que se obtienen en las graficas de Meyerhaf. (1956)

Solum
geotecnia



K = RELACION ENTRE LA PRESION EFECTIVA A B/2 Y LA PRESION EFECTIVA A LA MISMA PROFUNDIDAD PERO SIN CONSIDERAR EL N.A.F.

PRESION BAJO ZAPATA S PARA ASENTAMIENTOS EN ARENA MEYERHOF MODIFICADA



REF. U.S. NAVY DESIGN MANUAL



CORRELACION ENTRE N' EN SPT.
Y LA RESISTENCIA AL CORTE C_u
EN ARCILLAS
TERZAGHI Y PECK (1948) SOWERS
México, D.F. de 19 | Fig. 12



CENTRO DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA, UNAM

TEMA IV

ASENTAMIENTO DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES

DEL CURSO:

PROYECTO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES

Septiembre de 1975

Guillermo Springall C.

4.1 INTRODUCCION

La Ingeniería de Cimentaciones, como rama que es de la Ingeniería Civil, tiene como objetivos el proyecto y construcción de obras estables y económicas, en lo que a su cimentación se refiere.

En lo referente a estabilidad, una cimentación debe cumplir con los siguientes requisitos:

- a) localizarse y desplantarse apropiadamente respecto a cualquier acción futura que pudiera afectar su comportamiento;
- b) ser segura contra fallas por cortante del terreno;
- c) no asentarse o deformarse a un grado tal que dañe o imposibilite el buen comportamiento de la estructura.

El primero de los requisitos puede involucrar diversos factores (cambios volumétricos, estructuras e instalaciones adyacentes, construcciones futuras, erosión lateral y socavación en cauces, irregularidades del subsuelo, etc.), algunos de los cuales no es posible evaluarlos analíticamente, pero pueden determinarse con base a un buen criterio ingenieril.

Lo relacionado con el segundo requisito, ya ha sido tratado en clases anteriores.

El tercer requisito, objeto de este tema, es de primordial importancia ya que los asentamientos son causantes de fallas y daños en la gran mayoría de las cimentaciones que han experimentado mal comportamiento. Las fallas por resistencia al corte se presentan en

menor número, ya que es posible la aplicación de factores de seguridad.

En la Ciudad de México, considerada como uno de los laboratorios de mecánica de suelos a escala natural más grande del mundo, por estar constituido el subsuelo por formaciones arcillosas muy compresibles y de gran espesor, se observan muy a menudo comportamientos defectuosos y fallas de cimentaciones. Ejemplos de ello son las deformaciones de la fachada norte en forma de catenaria del Palacio de Minería, el hundimiento del Palacio de Bellas Artes, y gran número de edificaciones e instalaciones que muestran a simple vista fuertes asentamientos y desplomes. En ella, el problema de asentamientos está agravado por el hundimiento regional que en el transcurso del presente siglo ha alcanzado valores máximos que superan a los 7 m en la zona céntrica. La acción de fuerzas sísmicas también ha influido desfavorablemente en varios casos.

Son muy ilustrativas las palabras de un ingeniero extranjero que en la sesión de clausura del Primer Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, celebrado en México en 1959, expresó: "me imagino a los ingenieros de la Ciudad de México que al iniciar sus labores diarias toman el teléfono para preguntar cuánto se inclinó el edificio fulano, cuánto se hundió el edificio zutano, como si fueran médicos preguntando por la temperatura y el estado en que amanecieron sus pacientes".

Problemas similares también acontecen en otras localidades del país, en ocasiones de consecuencias muy serias. Por ejemplo, fuertes asentamientos ocasionados por licuación de suelos arenosos en el área de Coatzacoalcos durante el Macrosismo de Jaltipan; asentamientos y fallas totales por socavación de cimientos de puentes, como los ocurridos en la zona ciclónica del Pacífico; comportamientos defectuosos debidos a la presencia de suelos expansivos o colapsables en localidades del Bajío, Sinaloa, Sonora, etc.

De alta peligrosidad han sido los asentamientos súbitos, que van de algunos decímetros a varios metros, experimentados al fallar las bóvedas de antiguas minas subterráneas excavadas hace algunos decenios en los lomeríos del Poniente de la Ciudad de México. Problemas de esta índole pueden llegar a ocurrir en terrenos calcáreos de alta carsicidad donde abundan cavernas y conductos de disolución, como en la Península de Yucatán, si en los estudios de cimentación no se toman las providencias necesarias.

En áreas de terrenos pantanosos, constituidos por la presencia de turba y suelos orgánicos altamente compresibles, como es el caso de ciertas lagunas costeras, también se han observado fallas de diversas estructuras provocadas por asentamientos excesivos.

Como falla debe entenderse no solamente el colapso de una estructura, sino también los comportamientos indeseables que pueden dejarla inapropiada para funciones de acuerdo a los requisitos

del proyecto, o bien, que su operación implique grandes costos de con
servación y mantenimiento.

Finalmente debe quedar claro que el responsable de estas fallas es el ingeniero, quien con base en los conocimientos y herramientas que pone a su disposición la Ingeniería Civil, debe ponderar los problemas, elegir y aplicar las soluciones apropiadas.

4.2 CAUSAS DE ASENTAMIENTO

Causas de asentamiento de estructuras pueden ser las siguientes:

- a) compresibilidad del subsuelo bajo la acción de las cargas impuestas;
- b) fallas por cortante del terreno cuando no se aplican factores de seguridad apropiados;
- c) recompresión al volver a cargar un terreno descargado y que sufrió expansión;
- d) saturación del terreno, incluyendo el fenómeno del colapso (suelos colapsables);
- e) vibración provocada por sismos y maquinaria, incluyendo licuación, particularmente en suelos granulares y sueltos;
- f) fallas de techos de cavernas o minas;
- g) cambios volumétricos al variar el contenido de agua (arcillas expansivas);
- h) falta o pérdida de apoyo lateral;
- i) erosión del subsuelo: socavación y tubificación;
- j) extracción de agua del subsuelo, ya sea que genere hundimientos regionales o locales;
- k) asentamiento de construcciones o sobrecargas vecinas;
- l) acción química y degradación de materia orgánica;
- m) remoldeo de suelos arcillosos;
- n) deslizamiento de taludes y creep.

En algunos casos es posible evaluar la magnitud del asentamiento, al menos con cierta aproximación, por ejemplo, cuando es causado por la acción de cargas impuestas por la estructura. En otros casos no es posible cuantificarlo, por lo que el ingeniero debe ser capaz de definir si existe riesgo, cuáles son las consecuencias y de aplicar las medidas que eviten daños.

BIBLIOGRAFIA

1. Juárez Badillo E., A. Rico Rodríguez, Mecánica de Suelos, Tomo II, LIMUSA, México, 1974.
2. Terzaghi K., R. B. Peck, Soil Mechanics in Engineering Practice, Wiley, 1967.
3. Zeevaert L., Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions, Van Nostrand Reinhold Co., 1973.
4. Peck R. B., W. E. Hanson, T. H. Thornburn, Foundation Engineering, Wiley, 1974.
5. Marsal R. J., M. Mazari. El Subsuelo de la Ciudad de México, UNAM, 1969.
6. Diversos autores, V. Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos (SMMS), 1970. Lo relativo a cimentaciones en Minatitlán-Coatzacoalcos-Pajaritos, Guadalajara, Monterrey, Ciudad de México.
7. Diversos autores, VI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, SMMS, 1972. Lo relativo a cimentaciones en Acapulco, Morelia, Tampico, Península de Yucatán.
8. Diversos autores, VII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, SMMS, 1974. Lo relativo a cimentaciones en Ensenada, La Paz, Mexicali, Hermosillo, Guaymas, Obregón, Navojoa, Los Mochis, Culiacán y Tijuana.

4.3 COMPRESIBILIDAD DE LOS SUELOS

Todo suelo al someterlo a un incremento de carga se comprime y deforma.

El tiempo en que ocurre la deformación en un suelo puede ser a corto o a largo plazo, o bien, ambas.

La deformación a corto plazo, es de tipo elástico y se presenta inmediatamente después de aplicar la carga. Se le denomina deformación o asentamiento elástico inmediato.

La deformación a largo plazo se subdivide en dos: por consolidación primaria y por consolidación secundaria.

La consolidación primaria ocurre en suelos finos de baja permeabilidad, en los que el tiempo que tarda para producirse es función del tiempo de expulsión del agua que los satura.

La consolidación secundaria se presenta en ciertos suelos, en los que después de realizarse el proceso de consolidación primaria, continúan deformándose en forma similar al comportamiento de un cuerpo viscoso. El proceso de consolidación secundaria dura muchos años, prolongándose siglos; se tiene noticia de obras medievales en Europa que aún están hundiéndose.

En base a lo anterior se establece la siguiente expresión general:

$$\Delta H_t = \Delta H_e + \Delta H_p + \Delta H_s \quad (1)$$

donde:

ΔH_t , asentamiento total,

ΔH_e , asentamiento elástico,

ΔH_p , asentamiento por consolidación primaria,

ΔH_s , asentamiento por consolidación secundaria.

Dependiendo del tipo y características (inhrentes o adquiridas) del suelo, uno o dos de estos asentamientos es más importante que el o los restantes. Así, en arena el asentamiento elástico es preponderante y los otros son generalmente despreciables.

$$\Delta H_t \doteq \Delta H_e \quad (2)$$

En suelos arcillosos inorgánicos saturados es importante, en primer término, la consolidación primaria, y después la deformación elástica, pero esta última suele no tomarse en cuenta en los cálculos:

$$\Delta H_t = \Delta H_p + \Delta H_e \doteq \Delta H_p \quad (3)$$

En suelos tales como arcilla muy blanda, orgánicos, micáceos y turba, las tres deformaciones son importantes, pero usualmente la elástica es menor y se desprecia, por lo que:

$$\Delta H_t \doteq \Delta H_p + \Delta H_s \quad (4)$$

En rocas, excepto en aquellas fracturadas con grietas rellenas de arcilla, rige la deformación elástica (expresión 2).

Como se trató en el Tema 2, en el capítulo de propiedades me-

cánicas e hidráulicas de suelos y rocas, a partir de pruebas de laboratorio es posible evaluar mediante teorías simplificadoras y aproximadas, los tres tipos de asentamientos en determinados suelos. Sin embargo, en las rocas es utópico, debido a que no es posible trabajar con muestras suficientemente grandes que representen su estructura secundaria o defectos geológicos, los cuales rigen fundamentalmente el comportamiento. Por esta razón, cualquier evaluación racional en rocas, se apoya en pruebas realizadas in situ.

4.4 Distribución de esfuerzos en una masa de suelo

Para el cálculo de asentamientos interesa la distribución de esfuerzos verticales que actúan en una masa de suelo, por lo que en este tema se tratará únicamente sobre ellos.

Los esfuerzos que actúan son dos: los debidos al peso de la masa y los inducidos por cargas externas.

4.4.1 Esfuerzos por peso del suelo

Toda masa de suelo en su estado natural original está sujeta a esfuerzos impuestos por su peso propio.

Si la masa está saturada y sumergida, parte del peso total actúa en la estructura del suelo (fase sólida) y el resto en el agua (fase líquida), según la siguiente expresión:

$$\sigma = \bar{\sigma} + u \quad (5)$$

donde:

σ , esfuerzo o peso total unitario del suelo (conjunto sólido-líquido),

$\bar{\sigma}$, esfuerzo efectivo o peso unitario que actúa en la estructura del suelo,

u , presión de poro o del agua intersticial.

Teóricamente se acepta que la fase líquida es indeformable, así como las partículas sólidas individuales; por tanto, será la estructura del suelo la que se deforme bajo la acción de esfuerzos externos. Es por ello que interesará para el cálculo de asentamientos el estado original de presiones efectivas del suelo.

La presión efectiva de una masa de suelo que tiene el nivel freático a una determinada profundidad, será igual a la suma de los pesos unitarios de los estratos parcialmente saturados localizados sobre ese nivel, más el peso unitario de los estratos sumergidos bajo el mismo. El siguiente ejemplo ilustra lo anterior.

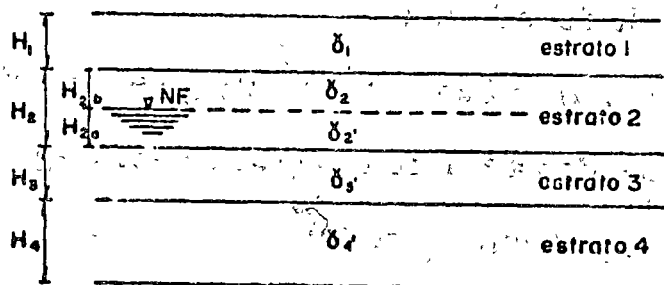


Fig. 1

La presión efectiva en el horizonte inferior del estrato 4 será:

$$\bar{\sigma} = \gamma_1 H_1 + \gamma_2 H_{2a} + \gamma_2' H_{2b} + \gamma_3' H_3 + \gamma_4' H_4 \quad (6)$$

donde:

γ_1 , peso volumétrico natural del suelo sobre el nivel freático,

γ_2' , peso volumétrico del suelo sumergido, igual a $\gamma_2 - \gamma_w$, donde γ_w es el peso volumétrico del agua que se considera igual a 1 ton/m³,

H, espesor de los estratos

El cálculo de los esfuerzos efectivos en la expresión (6) es equivalente a una que considera los esfuerzos totales menos la presión de poro.

Para el mismo ejemplo, si el nivel freático estuviera en la superficie o arriba de ella, la presión efectiva sería:

$$\bar{\sigma} = \sum \gamma_i' H_i \quad (7)$$

y si se localizara por debajo del estrato 4:

$$\bar{\sigma} = \sigma = \sum \gamma_i H_i \quad (8)$$

Sin embargo, como interesa conocer la magnitud de la presión efectiva a diferentes profundidades, es conveniente y más sencillo trabajar con diagramas de distribución de presiones. Así, si se dan valores numéricos al ejemplo de la figura:

$H_1 = 2$, $H_2 = 4$, $H_3 = 6$ y $H_4 = 3$ m; $\gamma_1 = 1.6$, $\gamma_2 = 1.4$, $\gamma_3 = 1.7$, $\gamma_4 = 1.3$ ton/m³; nivel freático a 3 m de profundidad; los diagramas de presiones totales, de poro y efectivas, serán:

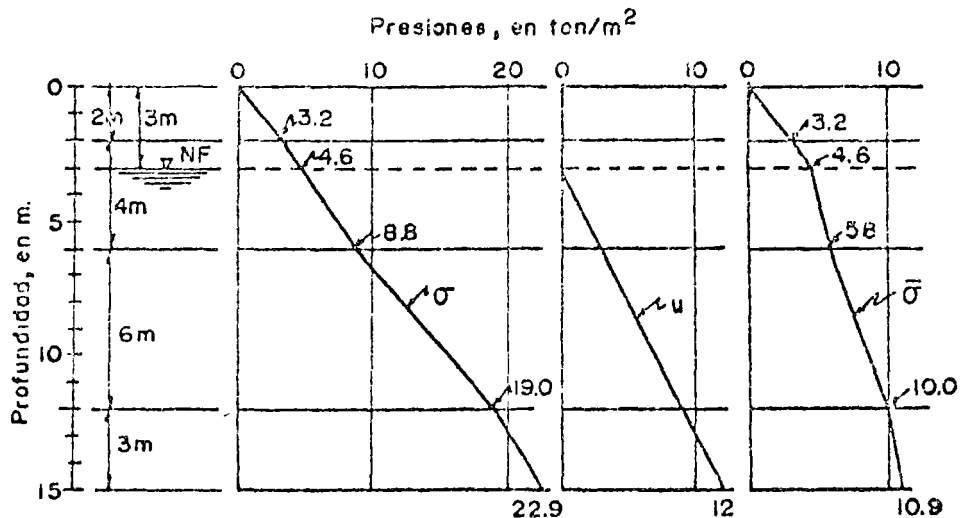


Fig. 2. Ejemplo de distribución de presiones

Más adelante se incluyen otros ejemplos; uno de ellos corresponde a un caso real en el que pueden notarse las simplificaciones y consideraciones de carácter práctico que usualmente se hacen. En ese caso el terreno está ubicado en la Ciudad de México, en un sitio donde la presión de poro ha sufrido abatimiento por la explotación de acuíferos profundos; se escogió con el fin de mostrar la acción hidrodiná-

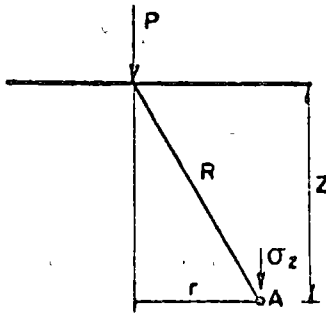
mica del agua del subsuelo, además de la hidrostática.

4.4.2 Incremento de esfuerzos debido a sobrecargas

Toda sobrecarga que se aplique en la superficie de una masa de suelo, modifica la distribución de esfuerzos originales. El incremento no es uniforme en todo el espesor de la masa, sino que tiende a disminuir con la profundidad, excepto en el caso teórico de una carga aplicada en una superficie infinita.

El cálculo de la magnitud y distribución del incremento de esfuerzos, se realiza aplicando la solución de Boussinesq (caso particular de la solución general de Mindlin). Esta solución parte de la hipótesis de que la masa es semi-infinita, isótropa, homogénea y elástica. Estas hipótesis no se cumplen en la realidad dada la complejidad de los suelos; sin embargo, la experiencia indica que la distribución de esfuerzos con ella calculada es aceptable para tener idea del orden de magnitud de los asentamientos.

Boussinesq resolvió el caso de una carga puntual P aplicada en la superficie:



$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi} \frac{z^3}{(r^2 + z^2)^{5/2}} \quad (9)$$

Fig. 3. Solución de Boussinesq.

donde:

σ_z , esfuerzo vertical debido a la carga P,

z y r, profundidad y distancia horizontal del punto A en que se desea conocer σ_z .

Por integración de la expresión (9) se han resuelto diversos casos de tipos y distribuciones de cargas aplicadas en la superficie, como áreas sujetas a carga uniformemente repartida de cualquier forma (Carta de Newmark), de forma rectangular (Carta de Newmark y gráficas de Fadum), cargas de línea, cargas variables como las debidas a terraplenes de altura variable, etc. Estos casos se incluyen en la mayoría de los libros de texto.

En este tema se tratan la Carta de Newmark y la gráfica de Fadum para áreas de forma rectangular, por ser las más usuales en cimentaciones de estructuras. La primera se muestra en la Fig. 3 y la segunda en la Fig. 4. El empleo de ambas es sencillo y se describe en los ejercicios 1 a 4 para diferentes tipos de cimentaciones someras, a saber, zapatas aisladas, zapatas continuas, losa corrida y cajón parcialmente compensado.

Area de influencia = 0.005 w

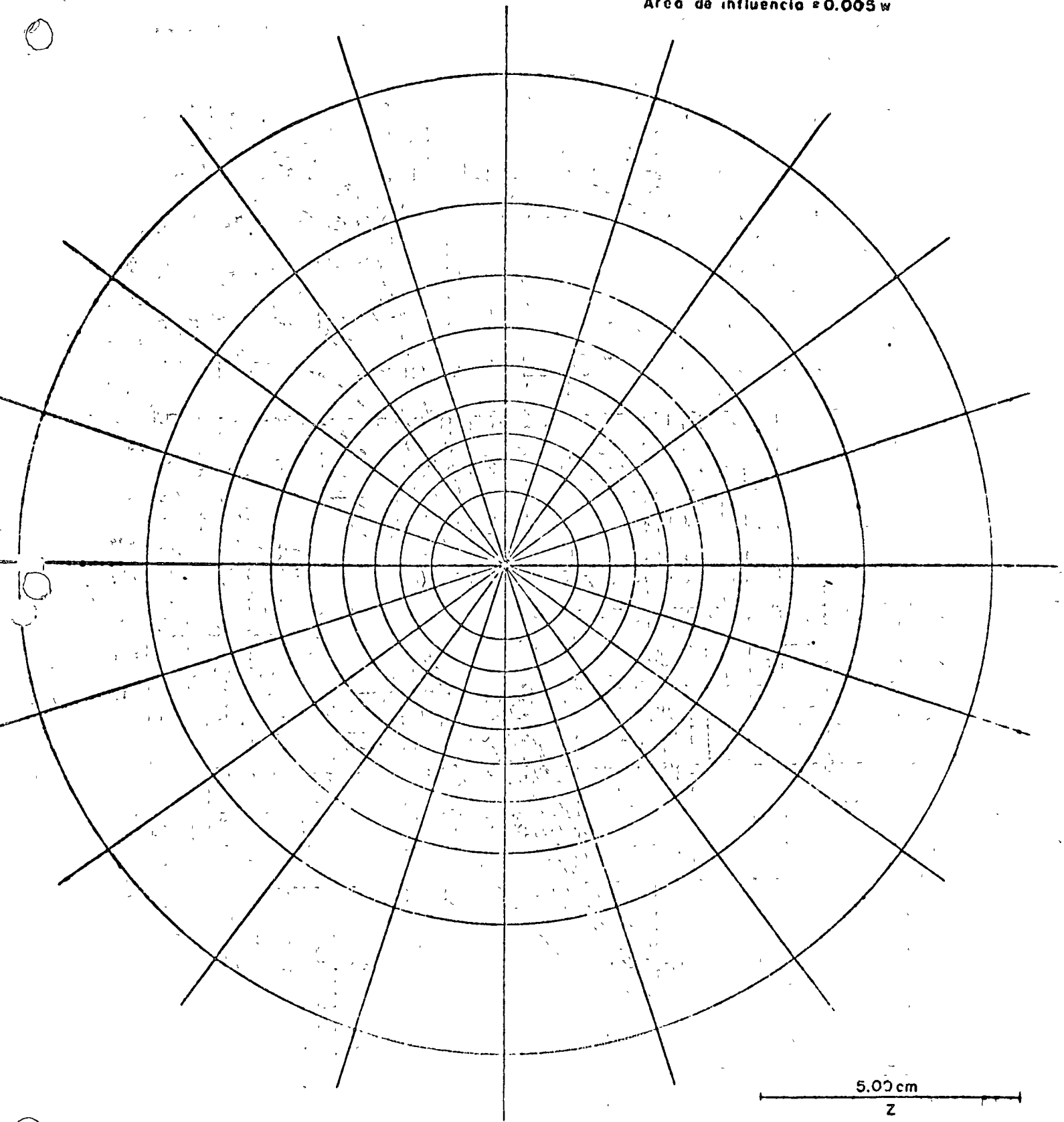


Fig. 3. Carta de Newmark

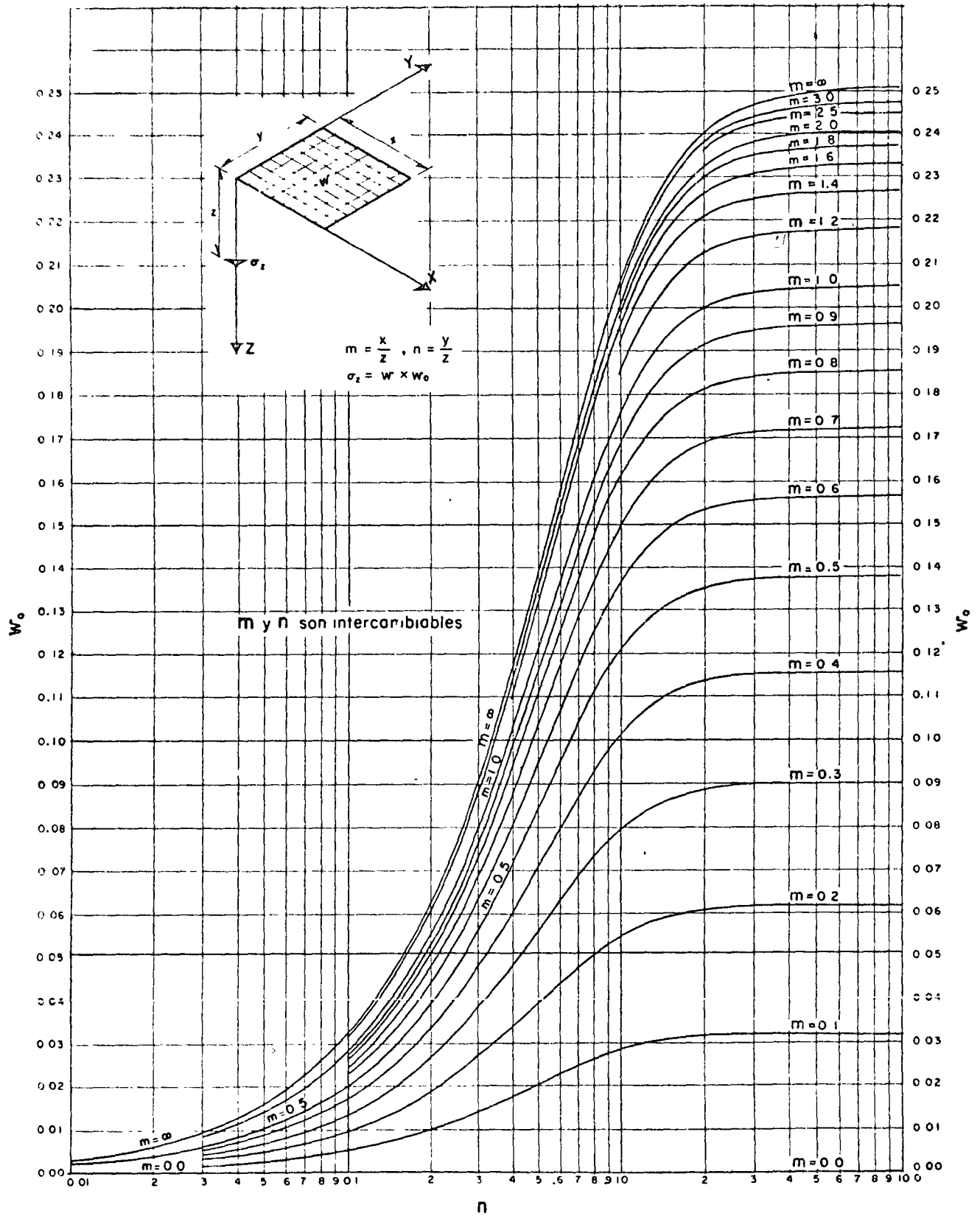
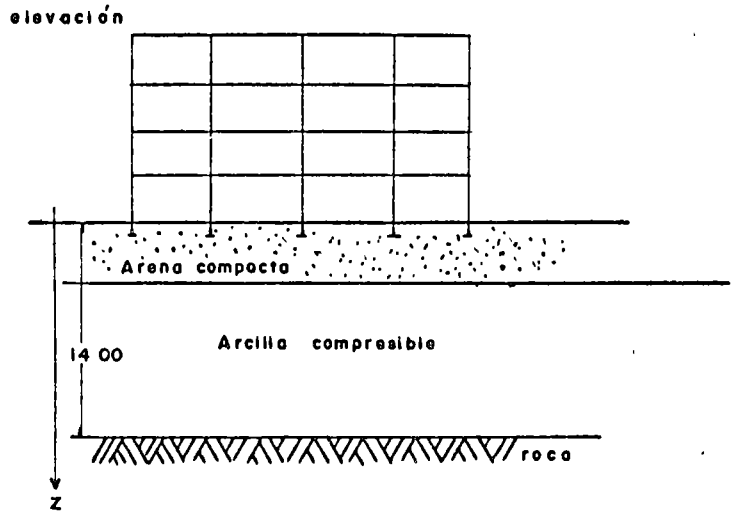
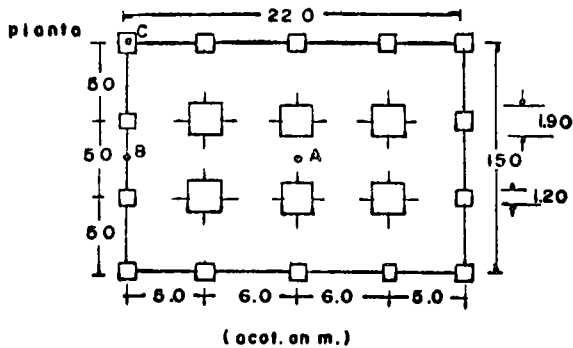


Fig. 4. Gráfica de Fadum

EJERCICIO 1

Determine la distribución de presiones bajo los puntos A, B y C (Fig. 1) de un edificio flexible de 4 pisos apoyado en columnas, con peso total de 1320 ton (4 ton/m²). Analice la alternativa de zapatas aisladas, una bajo cada columna, desplantadas a 1 m de profundidad, de las dimensiones indicadas en la Fig. 1, sujetas a una presión de contacto de 35 ton/m². Para el cálculo utilice la carta de Newmark anexa.



SOLUCION

- 1o. Dibuje la planta del edificio con sus zapatas a diferentes escalas, una para cada profundidad de análisis, usando el módulo señalado en la carta de Newmark, de dimensión igual a la profundidad Z. En este caso se eligieron las profundidades de 3, 6, 8, 10 y 12 m, a las que corresponden dimensiones de la planta y zapatas indicadas en las columnas (2) a (5) de la tabla.
- 2o. Superponga cada planta dibujada en la carta, haciendo coincidir en cada caso los puntos A, B y C con el centro de ella y cuente el número de cuadros abarcados por las zapatas. Estos son los anotados como N en la tabla.
- 3o. Calcule las presiones a las distintas profundidades elegidas mediante la expresión:

$$\sigma_z = w \cdot I \cdot N$$

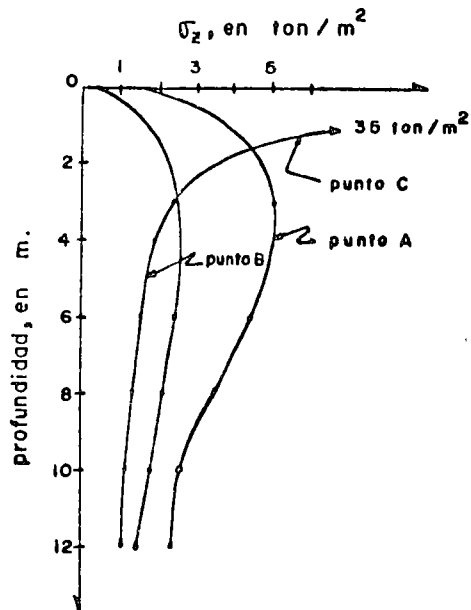
En este ejemplo: $\sigma_z = 35 \times 0.005 N$

$$\sigma_z = 0.175 N, \text{ en ton/m}^2$$

Los valores de $\bar{\sigma}_z$ aparecen en la tabla

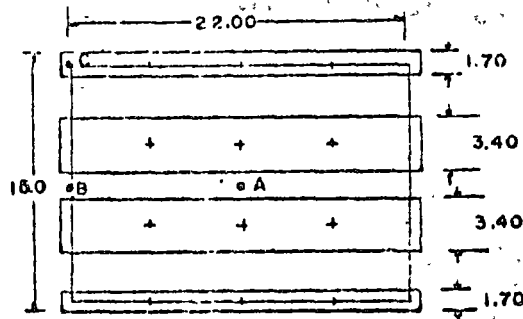
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)
Z (m)	largo (m)	ancho (m)	zapatas perimetrales (cm)	zapatas centrales (cm)	Punto A		Punto B		Punto C	
					N	$\bar{\sigma}_z$	N	$\bar{\sigma}_z$	N	$\bar{\sigma}_z$
3.0	36.6	25.0	2.0	3.2	29	5.1	14	2.5	13	2.3
6.0	18.3	12.5	1.0	1.6	26	4.6	13	2.3	9	1.6
8.0	13.8	9.4	0.8	1.2	20	3.5	12	2.1	8	1.4
10.0	11.0	7.5	0.6	0.9	15	2.6	10	1.8	7	1.2
12.0	9.1	6.3	0.5	0.8	14	2.5	8	1.4	6	1.1

4o. La distribución de presiones bajo cada punto es la siguiente:



EJERCICIO 2

Determine la distribución de presiones en los mismos puntos A, B y C del edificio del Ejercicio 1, ahora desplantado en zapatas corridas, diseñadas para una presión de contacto de 6 ton/m^2 . Para el cálculo utilice la carta de Newmark.



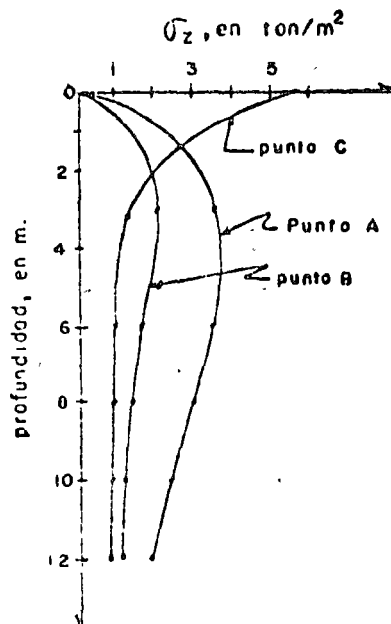
SOLUCIÓN

Siguiendo los pasos del Ejercicio 1, se obtiene:

$$\bar{\sigma}_z = 0.030 \text{ N; en ton/m}^2$$

Z	Punto A		Punto B		Punto C	
	N	$\bar{\sigma}_z$	N	$\bar{\sigma}_z$	N	$\bar{\sigma}_z$
3.0	124	3.7	74	2.2	51	1.5
6.0	121	3.6	55	1.7	36	1.1
8.0	95	2.9	49	1.5	33	1.0
10.0	81	2.4	45	1.4	31	0.9
12.0	63	1.9	37	1.1	28	0.8

La distribución de presiones en los puntos A, B y C es la siguiente:

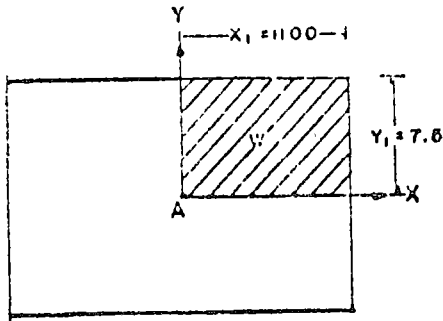


EJERCICIO 3

Determine la distribución de presiones en los mismos puntos A, B y C del edificio del Ejercicio 1, pero considerando que la cimentación es una losa corrida sujeta a una presión uniformemente repartida de 4 ton/m^2 , más 1 ton/m^2 como peso de la subestructura. Aplique para el cálculo la gráfica de Fadum.

SOLUCION

1o. Para el Punto A:



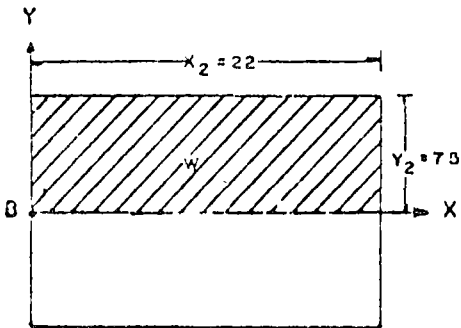
$$m_1 = \frac{x_1}{z_1}$$

$$n_1 = \frac{y_1}{z_1}$$

$$\bar{\sigma}_z = 4 \cdot w \cdot w_0$$

$$\bar{\sigma}_z = 20 \cdot w_0, \text{ en ton/m}^2$$

2o. Para el punto B:



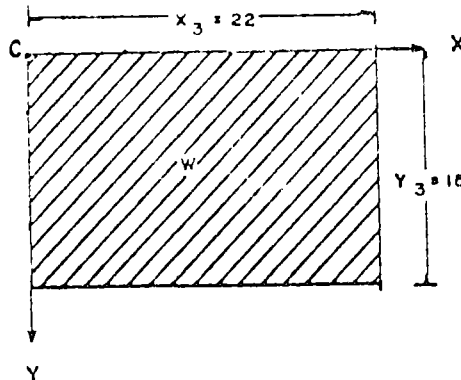
$$m_2 = \frac{x_2}{z_2}$$

$$n_2 = \frac{y_2}{z_2}$$

$$\bar{\sigma}_z = 2 \cdot w \cdot w_0$$

$$\bar{\sigma}_z = 10 \cdot w_0, \text{ en ton/m}^2$$

3o. Para el Punto C:



$$m_3 = \frac{x_3}{z_3}$$

$$n_3 = \frac{y_3}{z_3}$$

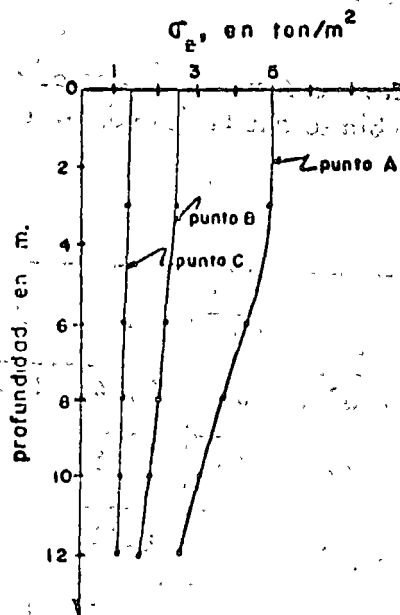
$$\bar{\sigma}_z = w \cdot w_0$$

$$\bar{\sigma}_z = 5 \cdot w_0, \text{ en ton/m}^2$$

4o. En la siguiente tabla se indican los valores de m y n para cada profundidad y punto, el de w_o determinado en la gráfica de Fadum y, finalmente, el de la presión σ_z .

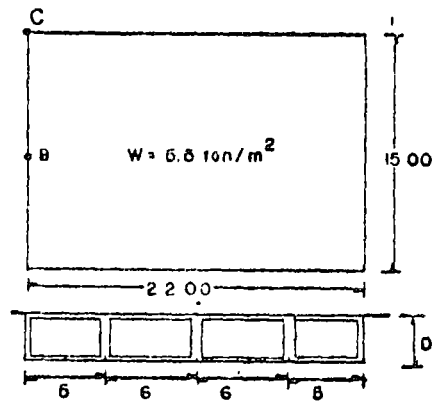
Z (m)	Punto A				Punto B				Punto C			
	m_1	n_1	w_o	σ_z	m_2	n_2	w_o	σ_z	m_3	n_3	w_o	σ_z
3.0	3.67	2.50	0.244	4.9	7.33	2.50	0.245	2.5	7.33	5.00	0.250	1.25
6.0	1.83	1.25	0.213	4.3	3.67	1.25	0.217	2.2	3.67	2.50	0.245	1.23
8.0	1.38	0.94	0.185	3.7	2.75	0.94	0.198	2.0	2.75	1.88	0.235	1.18
10.0	1.10	0.75	0.158	3.2	2.20	0.75	0.177	1.8	2.20	1.50	0.225	1.13
12.0	0.92	0.63	0.135	2.7	1.83	0.63	0.155	1.6	1.83	1.25	0.212	1.06

5o. La distribución de presiones bajo los puntos A, B y C es la siguiente:



EJERCICIO 4

Determine la distribución de presiones en los mismos puntos A, B y C del edificio del Ejercicio 1, suponiendo una cimentación parcialmente compensada, cuyo cajón pesa 1.5 ton/m^2 y una descarga neta al subsuelo de 1 ton/m^2 . El peso volumétrico del terreno es 1.5 ton/m^3 . Aplique para el cálculo la gráfica de Fadum.



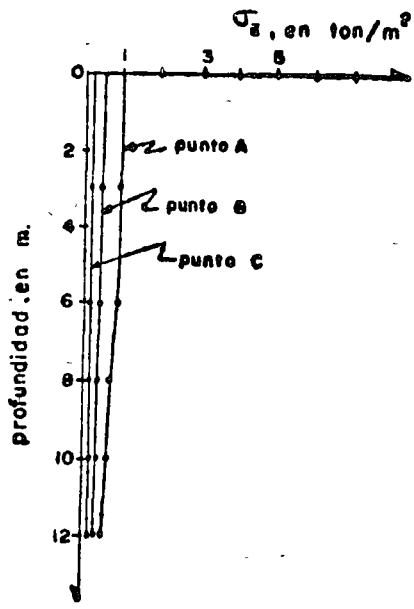
SOLUCION

1o. Profundidad de desplante

$$D_f = \frac{(5.5 - 1.0)}{1.5} = 3.0 \text{ m}$$

2o. Siga los mismos pasos del Ejercicio 3 usando una carga a nivel de desplante de 1 ton/m^2 . En la siguiente tabla se anotan los valores de σ_z , y en la gráfica su distribución.

Z (m)	Punto A				Punto B				Punto C			
	m_1	n_1	w_o	σ_z	m_2	n_2	w_o	σ_z	m_3	n_3	w_o	σ_z
3.0	3.67	2.50	0.244	0.98	7.33	2.50	0.245	0.49	7.33	5.00	0.250	0.250
6.0	1.83	1.25	0.213	0.85	3.67	1.25	0.217	0.43	3.67	2.50	0.245	0.245
8.0	1.38	0.94	0.185	0.74	2.75	0.94	0.198	0.40	2.75	1.88	0.235	0.235
10.0	1.10	0.75	0.158	0.63	2.20	0.75	0.177	0.35	2.20	1.50	0.225	0.225
12.0	0.92	0.63	0.135	0.54	1.83	0.63	0.155	0.31	1.83	1.25	0.212	0.212





4.5 Cálculo de asentamientos

4.5.1 Cálculo de asentamientos elásticos

La deformación elástica para un área uniformemente cargada se calcula con la expresión que integra la solución de Boussinesq:

$$\Delta H_e = \frac{wB(1 - \mu^2)}{E} I_f \quad (10)$$

donde:

B , ancho del cimiento

w , carga uniformemente repartida

μ , relación de Poisson

E , módulo elástico

I_f , valor de influencia o factor de forma.

Sowers* anota los siguientes valores de influencia para distintas formas del área cargada:

Forma del área	Valor de influencia, I_f			
	centro	esquina	medio	
cuadrada	1.12	0.56	0.95	
rectangular L/B =2	1.52	0.76	1.30	
	L/B =5	2.10	1.05	1.83
	L/B =10	2.54	1.27	2.20
circular (D en vez de B)	1.00	0.64 (borde)	0.85	

* Sowers G.F., Shallow Foundations, Foundation Engineering, Leonards editor, McGraw-Hill, 1962, p. 566.

El problema con la aplicación de la expresión (10) y de otras similares, estriba en la dificultad de determinar los valores apropiados de E y μ .

Comunmente se emplea $\mu = 0.5$, aunque su rango de variación va de 0 a 0.5 para la mayoría de los suelos y rocas. Puede notarse en la expresión que la deformación elástica tiene diferencias de un 25 % para estos valores extremos.

La determinación del valor de E se basa en pruebas de placa, pero es tá sujeto a variaciones fuertes, a saber: incremento con la profundidad o presión de confinamiento, compresión del suelo bajo la carga y por la pre sión de confinamiento del propio cimiento.

Por tanto, la solución teórica es de valor limitado, y en la práctica el asentamiento en suelos arenosos se estima a partir de relaciones empíricas.

La expresión (10) es aplicable a cimientos flexibles en los que es vá lido suponer una distribución uniforme de la presión de contacto. En cam bio, en cimientos cuadrados rígidos el asentamiento es uniforme y suponiendo que w representa el valor medio de la presión de contacto, dicho asentamiento será:

$$\Delta H_e = \frac{0.8 w B (1 - \mu^2)}{E} \quad (11)$$

El asentamiento de una zapata cuadrada de ancho B, sujeta a una car ga P transmitida por la columna, si $\mu = 0.5$, será:

$$\Delta H_e = \frac{0.6 w B}{E} = \frac{0.6 P.w}{E} \quad (12)$$

Esta expresión demuestra lo siguiente: (a), que para una determinada

carga P , si w se reduce a la mitad, el asentamiento se reduce sólo un 30 %; (b), que para una presión w constante, el asentamiento aumenta con la raíz cuadrada de P y para dos veces P el asentamiento se incrementa un 40 %.

Las ecuaciones (10 a (12) se aplican para el cálculo aproximado de asentamientos, si E es el valor correspondiente a una profundidad $B/2$.

En las hojas 35 a 37 se incluyen tres cartas de influencia para el cálculo de desplazamientos verticales en la superficie y a cualquier profundidad de cimentaciones elásticas. Las cartas son aplicables a cualquier forma de área uniformemente cargada y se utilizan en forma similar a la Carta de Newmark. También presentan las mismas dificultades señaladas con anterioridad en cuanto a los valores de E y μ .

Para una cimentación rígida debe corregirse el asentamiento bajo el centro del área cargada, calculado como si se tratara de una cimentación flexible, afectado de los siguientes factores que dependen de la profundidad de desplante:

Profundidad	Factor
0 a 0.5 B	0.85
B	0.90
1.5 B	0.95
2 B	1.0

La teoría para el cálculo de desplazamientos elásticos también se aplica en la estimación de expansiones a corto plazo de excavaciones en arcilla, las cuales ocurren inmediatamente después de retirar peso al terreno. Interesa conocerlas para planear los procedimientos o etapas

de excavación, en forma tal que los asentamientos producidos por recompresión del terreno expandido, sean tolerables para la estructura que vaya a construirse.

Como ya se mencionó, el asentamiento de estructuras desplantadas en suelos arenosos se estima a partir de criterios empíricos o semiempíricos, o bien, se limita a un valor tal de la presión de contacto que produzca asentamientos tolerables. A continuación se presentan dos casos: uno para zapatas y otro para losas de cimentación.

Caso I. Zapatas desplantadas en arena.

El criterio más utilizado es el de Terzaghi-Peck, que correlaciona la resistencia a la penetración (número de golpes N del muestreador estándar) con la presión de contacto q_a limitada a un valor tal que produzca un asentamiento máximo de 2.5 cm (1") y diferencial de 1.9 cm (3/4").

La Fig. 5 * muestra la gráfica de correlación entre N y q_a para diferentes anchos de zapatas desplantadas en arena seca o parcialmente saturada, de los grupos del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos: SW, SP y SM. Si el suelo es grava o una mezcla de ésta con arena, N no es indicativo del grado de compactación. En este caso se recomienda efectuar pozos a cielo abierto para estimar al menos cualitativamente, el grado de compactación en función de la apa

* Figura tomada de Terzaghi-Peck, Soil Mechanics in Engineering Practice, J. Wiley, 1967, p. 491, y transformada a unidades del Sistema métrico.

riencia, estabilidad y resistencia a la excavación. Si se utiliza una presión de contacto en grava, igual a la de una arena de la misma compactación, el valor proporcionado por la gráfica de la Fig. 5 es conservador.

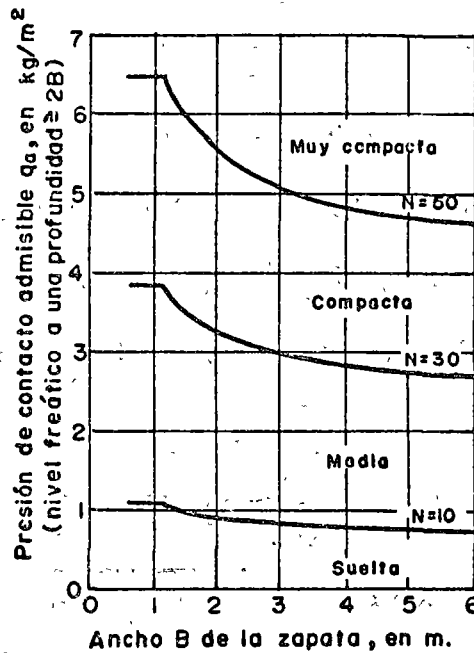


FIG. 5. Presión de contacto admisible de zapatas en arena, a partir de la prueba de penetración estándar.

Si la arena bajo el cimiento está saturada y muy suelta ($N < 5$ golpes), cualquier vibración puede producir un estado de licuación seguido de un asentamiento súbito. Asentamientos fuertes también pueden deberse a cambios del nivel freático. Por tanto, en arena bajo esas condiciones deberá emplearse otro tipo de cimentación como pilotes.

En arena saturada de mayor compactación, para el cálculo de q_a debe tomarse en cuenta el efecto de sumersión. Si la relación D_f/B es pequeña el valor proporcionado por la Fig. 5 debe reducirse a la mitad; si $D_f/B = 1$ el valor se reduce sólo un tercio. La sumersión de la are

na, bajo ciertas circunstancias, tiende a reducir la resistencia a la penetración N, si esto ocurre deberá hacerse una corrección.

El ejercicio 5 ilustra un caso real de la presión de contacto de una zapata en arena saturada.

Caso II. Losas desplantadas en arena.

Terzaghi y Peck proponen los valores de capacidad de carga unitaria admisible anotados en la siguiente tabla, aplicables a losas cimentadas en suelos arenosos, siempre que la estructura tolere sin dañarse asentamientos diferenciales entre columnas de 2 cm y un asentamiento máximo de 5 cm.

Tabla . Valores propuestos de la capacidad de carga admisible para losas en arena.

compacidad relativa de la arena	suelta	media	compacta	muy compacta
N		10-30	30-50	50
q_a	requiere compactarse	7.25	25-45	45

Los valores están basados en un asentamiento máximo de 5 cm.

Se supone que el espesor del estrato de arena es mayor que el ancho B de la losa, y que el nivel freático está muy cerca o arriba de la losa. Si la profundidad de la roca está a una distancia mucho menor que B/2, o si el nivel freático está a una profundidad mayor que B/2, la capacidad de carga admisible puede aumentarse.

Se supone que las cargas están distribuidas más o menos uniformemente sobre la base del edificio. Si algunas partes de una losa grande desplantada sobre arena, están sujetas a muy diferentes cargas por unidad de superficie, es conveniente establecer juntas de construcción en los límites de esas partes.

N, número de golpes en 30 cm de la prueba de penetración estándar
 q_a , valor propuesto de la capacidad de carga admisible, en ton/m².

El valor de N de la tabla se obtiene de la siguiente forma: se realizan varios sondeos de penetración estándar de longitud igual al ancho B de la cimentación, medida a partir del desplante, determinando para cada uno el valor promedio de N, de los cuales se elige el menor que será el que se utilice. El número de sondeos dependerá de las dimensiones del edificio y de la heterogeneidad del subsuelo.

EJERCICIO 5

Determine la presión de contacto admisible y ancho B de la zapata de un edificio, que estará sujeta a una descarga de 100 ton. El edificio se construirá en un cordón litoral constituido por arena, cuyas características se resumen en la figura.

La profundidad de desplante es 1 m. El nivel freático puede ascender hasta esa profundidad.

El asentamiento máximo tolerable es de 2.5 cm.

SOLUCION

Aplíquese el criterio semi-empírico de Terzaghi-Peck, que correlaciona la resistencia a la penetración con la presión de contacto para asentamientos máximos de 2.5 cm. En este caso la resistencia corresponde al número de golpes promedio del penetrómetro estándar hasta una profundidad igual al ancho B de la zapata, bajo la misma.

En el caso de arena seca o parcialmente saturada, la presión admisible la proporciona directamente la gráfica para un determinado ancho del cimiento B; pero en arena saturada, ese valor se reduce a la mitad cuando $D_f/B < 1$, y a dos tercios cuando $D_f/B = 1$.

1. Suponiendo $q_a = 30 \text{ ton/m}^2$, B será igual a 1.83 m. Hasta una profundidad igual a 1.83 m bajo la zapata, N promedio vale 35 golpes.
2. Entrando en la gráfica con estos valores, se obtiene $q_a = 40 \text{ ton/m}^2$ para arena seca, o sea, 20 ton/m^2 para arena saturada.
3. Cálculense nuevamente B para 20 ton/m^2 , obteniendo 2.25 m. El valor de N no cambia.
4. Entrando otra vez en la gráfica con $B = 2.25 \text{ m}$ y $N = 35$ golpes, se obtiene $q_a = 38 \text{ ton/m}^2$ para arena seca y 19 ton/m^2 para arena saturada. Este último valor es prácticamente igual a 20 ton/m^2 , por lo que se acepta como bueno.

En resumen, la zapata se diseñará para una presión de contacto de 20 ton/m^2 y de un ancho igual a 2.25 m.

En este caso no se hace corrección del número de golpes por su emergencia de la arena.

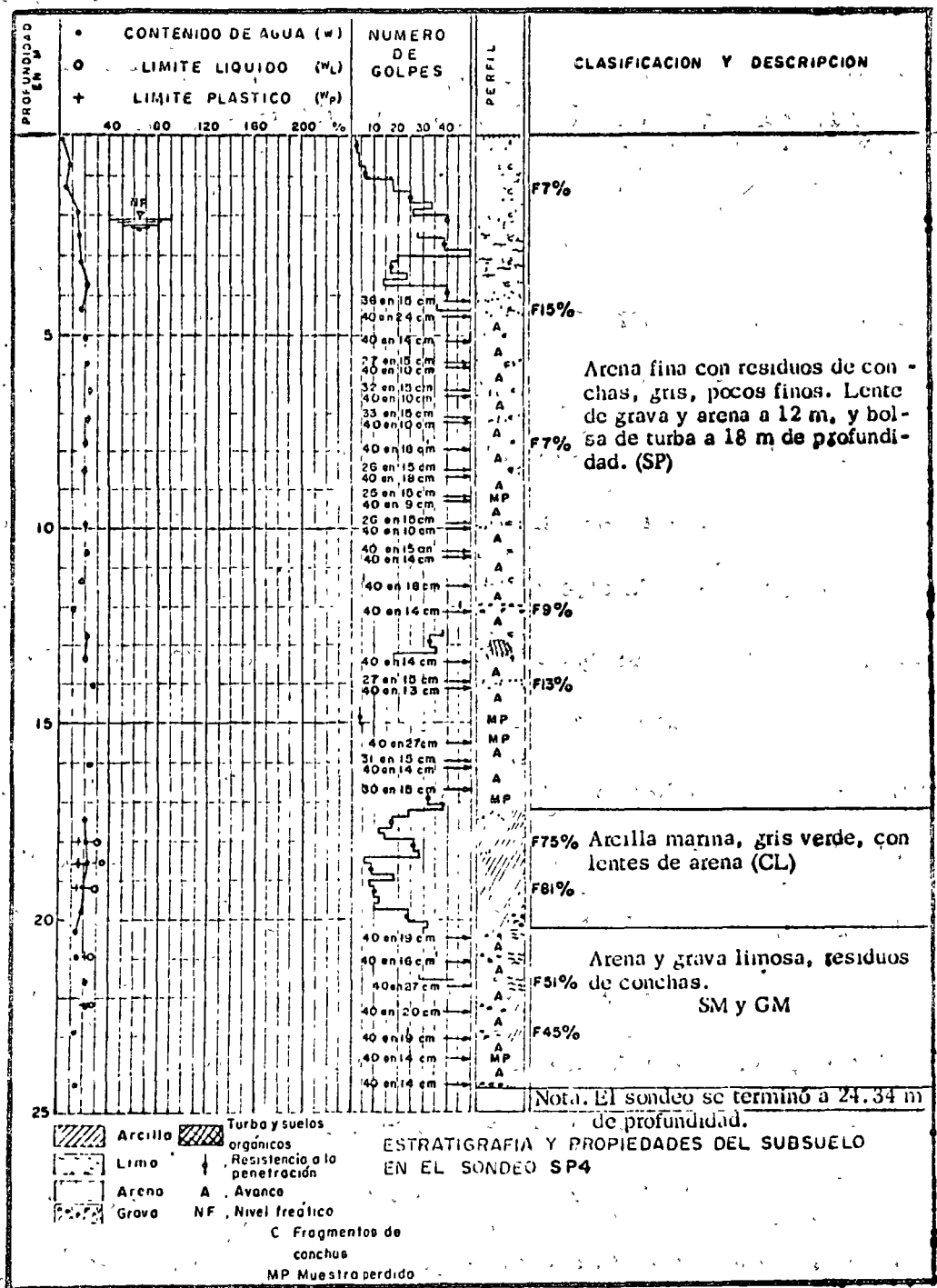


Figura del Ejercicio 5.

ANEXO 1

CARTAS DE INFLUENCIA PARA EL CALCULO DE DESPLAZAMIENTOS VERTICALES EN CIMENTACIONES ELASTICAS*.

Se describe un procedimiento gráfico para el cálculo de desplazamientos en la superficie y a cualquier profundidad en un medio semi-infinito, elástico, isótropo y homogéneo, sujeto en la superficie a cargas uniformemente repartidas. El desplazamiento se calcula contando en las cartas el número de cuadros cubiertos por la figura del área cargada dibujada a una escala apropiada. En esencia, las cartas se usan en igual forma que la carta de Newmark.

Se incluyen tres cartas de influencia. La Gráfica 1, se utiliza para calcular el desplazamiento o asentamiento en la superficie, para cualquier valor de la relación de Poisson μ . La Gráfica 2, para el cálculo de desplazamientos a cualquier profundidad, para $\mu=0.5$. La Gráfica 3, se emplea para determinar la corrección que debe hacerse a los resultados de la Gráfica 2 cuando μ es diferente de 0.5.

El procedimiento para la utilización de las cartas es el siguiente:

- a) Se dibuja una figura del área cargada a una escala tal que la profundidad Z (en las gráficas 2 y 3) o la longitud base L (en la Gráfica 1), sea igual a la longitud del segmento Z o L de las gráficas.

* Traducción resumida del Boletín 367, Illinois Engineering Experiment Station.

b) La figura se coloca sobre la gráfica, haciendo coincidir el punto en que desea calcularse el asentamiento con el origen de la gráfica.

c) Se cuenta el número de cuadros cubiertos por la figura.

d) El asentamiento se calcula aplicando las ecuaciones:

$$S_o = 0.02 (1 - \mu^2) n_o w L/E \quad (13)$$

$$S' = 0.01 (1 + \mu) [n' + (1 - 2\mu) n_c] w Z/E \quad (14)$$

Para el caso de $\mu = 0.5$, las ecuaciones se simplifican a:

$$S_o = 0.015 n_o w L/E \quad (15)$$

$$S' = 0.015 n' w Z/E \quad (16)$$

Para el cálculo de asentamientos a diferentes profundidades bajo un punto de una determinada área cargada, se requieren figuras de diferentes escalas. Sin embargo, para el cálculo del asentamiento en la superficie puede usarse cualquier escala, determinando la longitud L para la escala particular empleada.

Las cartas pueden utilizarse para calcular el cambio de espesor de un estrato, como la diferencia de asentamientos en las fronteras superior e inferior del mismo.

Si el área no está uniformemente cargada, las cartas se utilizan suponiendo una serie de áreas sujetas a carga uniforme.

Ejemplo del uso de las cartas.

Supóngase un área de 30 x 30 m, sujeta a una carga uniforme de 5 ton/m², $E = 50 \text{ kg/cm}^2$ y $\mu = 0.3$. Se desea calcular el asentamiento

to al centro del área, en la superficie y a una profundidad de 15 m.

Por facilidad es conveniente usar la misma figura en las gráficas.

Por tanto, prepárese una figura de lado igual a dos veces L en la Gráfica 1, y cuéntese en cada una el número de cuadros, obteniendo:

$$n_o = 112 ; n' = 84 ; n_c = 50$$

En la superficie el asentamiento será, aplicando la fórmula (13)

$$S_o = 0.02 \times 0.91 \times 112 \times 0.5 \times \frac{1500}{50} = 30.6 \text{ cm}$$

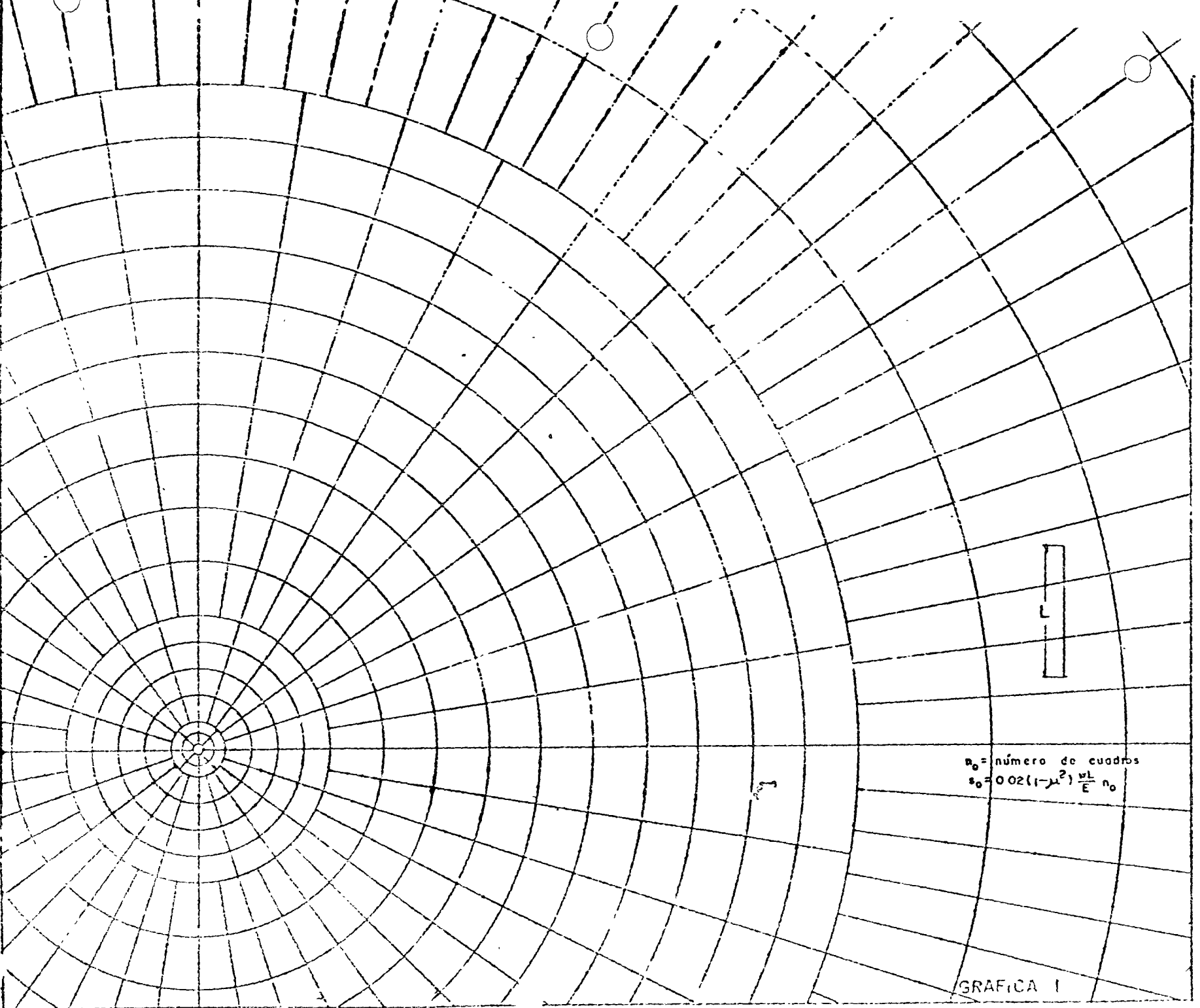
y a 15 m de profundidad, utilizando la expresión (2):

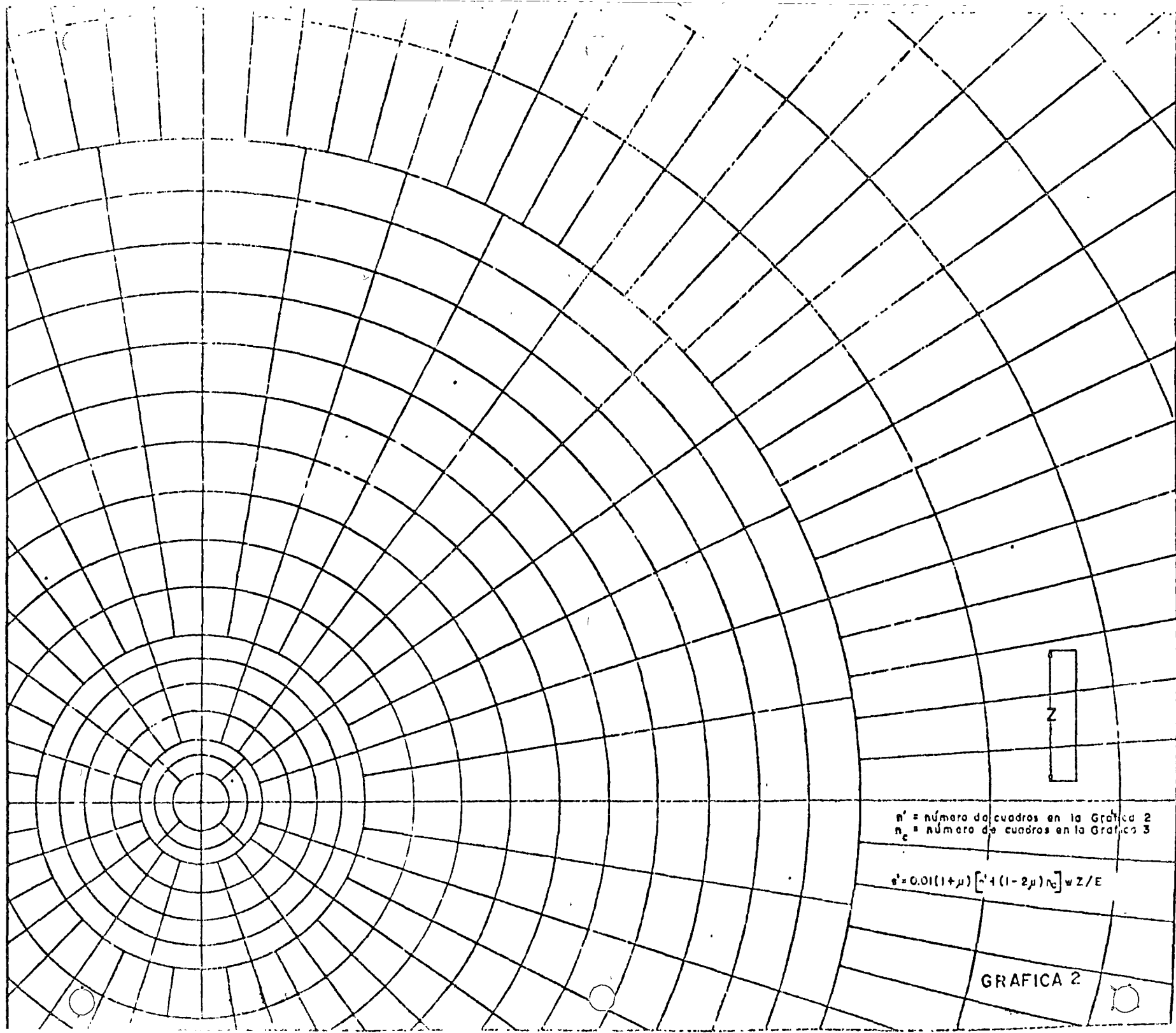
$$S' = 0.01 \times 1.3 (84 + 0.4 \times 50) \times 0.5 \times \frac{1500}{50} = 20.3 \text{ cm}$$

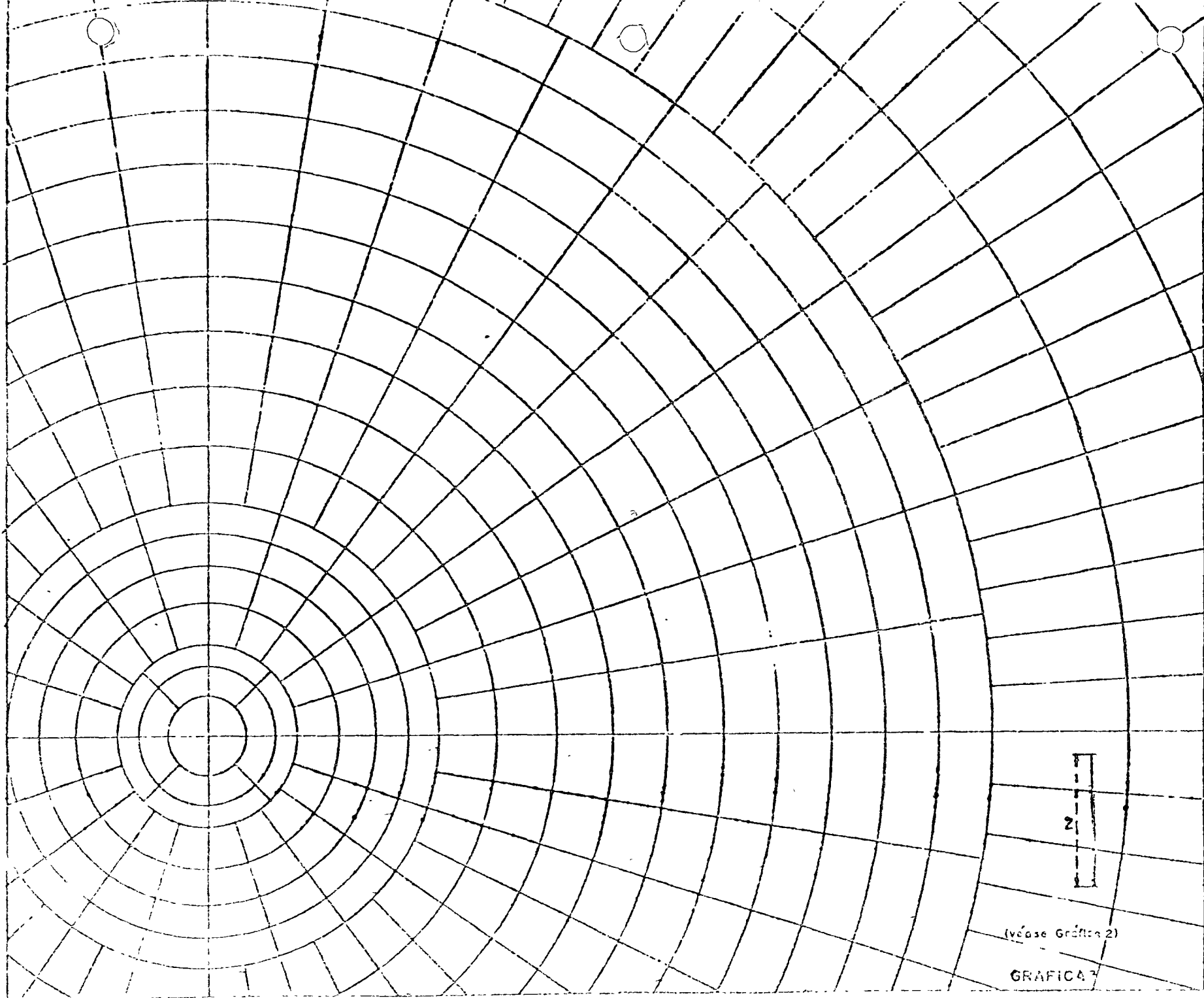
Con objeto de ilustrar la influencia de μ , si se considera en el mismo ejercicio que vale 0.5, se obtiene, aplicando las expresiones (15) y (16):

$$S_o = 25.2 \text{ cm}$$

$$S' = 18.9 \text{ cm}$$







(véase Gráfica 2)

GRAFICA

4.5.2 Cálculo de asentamientos por consolidación primaria

El asentamiento ΔH por compresión de un estrato de espesor H y relación de vacíos inicial e_0 , debido a un cambio de ésta (Δe_0), es:

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1+e_0} H \quad (17)$$

Para calcular ΔH se requiere determinar el espesor inicial del estrato mediante exploraciones de campo y conocer la variación de la relación de vacíos que el suelo experimentará al someterlo a un incremento de carga. Con este fin se utiliza la curva e -log p determinada de pruebas de consolidación en el laboratorio.

Si el subsuelo está formado por varios estratos compresibles, el asentamiento total será igual a la suma del enjuntamiento de cada uno.

Skempton y Bjerrum (Fig. 9) proponen factores de corrección (C) al asentamiento calculado, los cuales son función de la relación espesor del estrato-ancho de la cimentación y del estado de consolidación de la arcilla. El asentamiento corregido (ΔH_c) es el siguiente:

$$\Delta H_c = C \Delta H \quad (18)$$

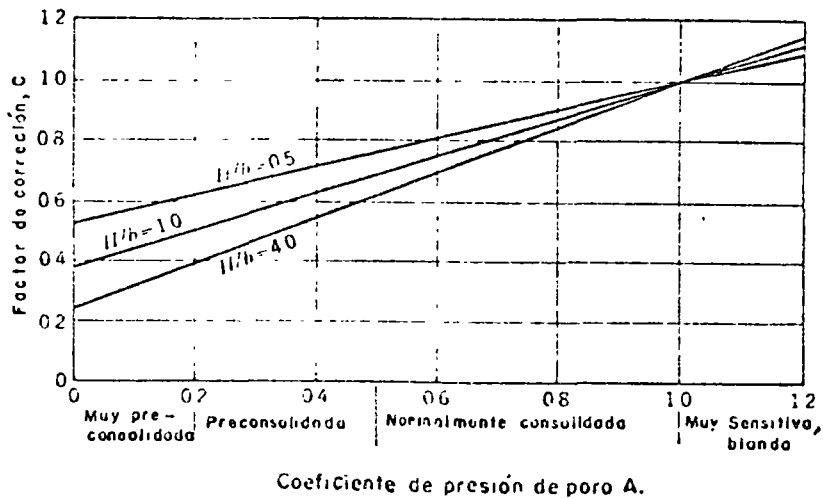


Fig. 9 Factores de corrección de asentamientos

Puede notarse en la Fig. 9 que en el caso de arcilla blanda, como la de la Ciudad de México, el factor de corrección es prácticamente igual a 1.

En arcilla normalmente consolidada, el asentamiento puede estimarse a partir de correlaciones del límite líquido (LL) y el índice de compresión (C_c):

$$C_c = 0.009 (LL - 10) \quad (19)$$

y aplicando la expresión:

$$\Delta H = H \frac{C_c}{1 + e_0} \log \frac{p_c + \Delta p}{p_c} \quad (20)$$

donde: p_c , presión de preconsolidación

Δp , incremento de presión

Como ejemplo de una aplicación real del cálculo de asentamientos a partir de la expresión 1.7, se incluye el Ejercicio 7, en el que pueden observarse la secuela y las consideraciones o simplificaciones que en general se hacen para la solución del problema real.

Los pasos a seguir en el cálculo, en términos generales, son los siguientes:

- a) Elección del tipo de cimentación.
- b) Cálculo de capacidad de carga admisible por resistencia al corte.
- c) Cálculo del diagrama de presiones efectivas.
- d) Cálculo del incremento de presión por la sobrecarga impuesta, utilizando la Carta de Newmark, las gráficas de Fadum u otro procedimiento.
- e) Suma de los diagramas obtenidos en (c) y (d).
- f) División del subsuelo en estratos o capas de iguales propiedades cada una.

- g) Determinación de la presión efectiva inicial (p_0) al centro de cada estrato, así como del incremento de presión medio (Δp).
- h) Cálculo en cada estrato de Δe para el incremento Δp , utilizando las curvas e - $\log p$.
- i) Aplicación de la expresión 17.
- j) Corrección del asentamiento según la expresión 18.
- k) Corrección del asentamiento por rigidez de la estructura.
- l) Comparación de los asentamientos total y diferencial con los tolerables para la estructura.

Como complemento de este tema, se presenta el Ejercicio 7 que se refiere al cálculo del tiempo de consolidación basado en la teoría de consolidación de Terzaghi. Cabe mencionar que los resultados obtenidos al aplicar esta teoría, generalmente no concuerdan con los observados en la práctica.

4.5.3 Cálculo de asentamiento por consolidación secundaria

Como se mencionó en el inciso 4.3, en suelos muy blandos, arcilla orgánica y turba, los asentamientos por consolidación secundaria son importantes.

No existe una solución precisa para cuantificar los asentamientos debidos a este fenómeno, pero una clásica que proporciona orden de magnitud aceptable, es la que se presenta en el Ejercicio 8.

EJERCICIO 6

Ejemplo de cálculo de asentamientos "a largo plazo" de cimentaciones superficiales apoyadas en terrenos arcillosos compresibles.

En la Ciudad de México se proyecta construir un edificio destinado a aulas de enseñanza, que constará de planta baja y tres niveles tipo, cuya distribución de columnas a nivel de planta baja puede apreciarse en la Fig. 1, incluyendo la carga portada por cada uno de estos elementos, debida a carga muerta más viva reducida para cálculo de asentamientos.

En el sitio elegido para la construcción se instaló una estación piezométrica, cuyas lecturas se reportan en la tabla de la Fig. 2, y se efectuó un sondeo exploratorio, del tipo mixto alternando muestreo inalterado y penetración estándar, determinándose que el subsuelo es típico de la llamada "zona del lago", en general de alta compresibilidad y baja resistencia al corte, constituido por las formaciones indicadas en la Fig. 3, en la que además se reporta la variación con la profundidad de algunas propiedades índice y mecánicas de los suelos explorados. En las Figs. 4 a 7 se proporcionan las curvas de compresibilidad de algunas muestras ensayadas en consolidación unidimensional.

En base a las características de la estructura y estratigrafía y propiedades del subsuelo, se determinó cimentar aquella utilizando un cajón cerrado, formado por muros perimetrales y losas de tapa y cimentación, quedando alojadas las contra-trabes de subestructura en el espacio comprendido entre estas últimas; es requisito que la losa de cimentación se diseñe estructuralmente como elemento rígido.

De acuerdo a lo arriba expuesto, se pretende determinar a que profundidad deberá desplantarse el cajón de cimentación para que la descarga neta transmitida al terreno genere asentamientos de la estructura del orden de 0.35 m.

SOLUCION

1o. Como primer paso para el cálculo de asentamientos, se dibujaron los diagramas de presiones totales, efectivas y neutras en el subsuelo previamente a la construcción del edificio (véase Fig. 8), obtenidos aplicando la expresión tradicional que relaciona las citadas presiones:

$$\bar{\sigma} = \sigma - u_e + d$$

donde

$\bar{\sigma}$ = presión total, determinada multiplicando el peso volumétrico húmedo o saturado de los diversos estratos de suelo por su respectivo espesor, en ton/m²;

$u_e + d$ = presión neutral estática más dinámica, deducida de las lecturas piezométricas (véase Fig. 2) considerando un nivel freático definido a 2.45 m de profundidad, en ton/m² ;

$\bar{\sigma}$ = presión efectiva, calculada como la resta de la presión total menos la neutral, en ton/m².

Para fines del cálculo de las presiones totales, se simplificó el perfil de suelo como se indica en la tabla siguiente:

ESTRATO	PROFUNDIDAD FRONTERA SUPERIOR	PROFUNDIDAD FRONTERA INFERIOR	ESPESOR	PESO VOLUMETRICO MEDIO
No.	(m)	(m)	(m)	ton/m ³
1	0.00	1.30	1.30	1.80
2	1.30	6.70	5.40	1.50
3	6.70	9.00	2.30	1.30
4	9.00	18.30	9.30	1.20
5	18.30	19.40	1.10	1.45
6	19.40	22.00	2.60	1.20
7	22.00	24.00	2.00	1.45
8	24.00	26.70	2.70	1.30

Por otra parte, se determinaron las presiones de preconsolidación de las cuatro muestras ensayadas en consolidación unidimensional aplicando la construcción gráfica propuesta por A. Casagrande, siendo sus valores los que se indican también en la Fig. 8. Se observa que, a excepción de la muestra obtenida a 5.85 m de profundidad, que exhibe una preconsolidación probablemente debida a efectos de secado, como es usual en los suelos que constituyen el manto superficial, las muestras restantes pueden suponerse aproximadamente como normalmente consolidadas.

Para efectos del cálculo de asentamientos, las muestras ensayadas en consolidación se consideraron representativas de los estratos tabulados a continuación:

ESTRATO	PROFUNDIDAD FRONTERA SUPERIOR	PROFUNDIDAD FRONTERA INFERIOR	ESPE-SOR	PROFUNDIDAD AL CENTRO	PROFUNDIDAD DE CONSOL. REPRESENT.	$\bar{\sigma}$ AL CENTRO	σ AL CENTRO
No.	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	ton/m ²	ton/m ²
1	Sin comp. 1.30	6.70	5.40	4.00	5.85	4.65	5.95
	Con comp. 2.00		4.70	4.35		4.90	
2	6.70	12.35	5.65	9.53	9.85	8.45	8.70
3	12.35	18.30	5.95	15.33	15.85	14.00	14.1
4	19.40	22.00	2.60	20.70	20.75	20.80	20.85

La contribución al asentamiento de los estratos de suelo no incluidos en la tabla anterior, se juzgó despreciable en comparación a la de los cuatro estratos considerados.

2o. Una vez conocido el estado de presiones efectivas inicial en el subsuelo, se calcularon los incrementos de presiones efectivas ($\Delta\bar{\sigma}$) que implicará la construcción del edificio, considerando para ello dos diferentes niveles de desplante del cajón de cimentación: uno coincidiendo con la superficie del terreno y otro a una profundidad de 2.0 m bajo ésta. La descarga neta al terreno para la primera condición fue de 6.0 ton/m² (incluyendo peso unitario del cajón de 1.75 ton/m², mientras que para la segunda fue de 2.6 ton/m² (compensado por excavación 3.4 ton/m²).

Para el cálculo se aplicó la solución de Fadum, que proporciona el incremento de presiones verticales en la esquina de un área rectangular flexible cargada uniformemente, actuando en la superficie de un medio elástico, semi-infinito, homogéneo e isótropo. De esta forma se obtuvo la variación con la profundidad del incremento de presión bajo un punto situado en la esquina de la losa de cimentación y otro al centro de la misma, proceso que se tabula a continuación y cuyos resultados se dibujaron en la Fig. 9.

Z	m = 49.75/Z	n = 11.90/Z	W _o	$\Delta\sigma_e$	$\Delta\sigma_c$
(m)				(ton/m ²)	(ton/m ²)
5	9.95	2.38	0.244	Sin comp. 1.46	5.84
				Con comp. 0.63	2.52
10	4.98	1.19	0.217	1.30	5.20
				0.56	2.74
15	3.32	0.79	0.183	1.10	4.40
				0.48	1.92

(Continúa tabla)

20	2.49	0.60	0.155	0.93 0.40	3.72 1.60
25	1.99	0.48	0.131	0.79 0.34	3.16 1.36
30	1.66	0.40	0.111	0.67 0.29	2.68 1.16

3o. El cálculo de asentamientos de la losa de cimentación en una de sus esquinas y en su centro, se presenta tabulado para las condiciones de cajón desplantado en la superficie y a 2.0 m de profundidad.

La expresión aplicada es la siguiente:

en que:

$$\Delta H = \sum_{i=1}^4 \frac{\Delta H_i}{e_i}$$

$$\Delta H_i = \frac{H_i}{1 + e_{oi}}$$

donde:

ΔH = asentamiento total, en m;

H_i = enjuntamiento del estrato "i", en m;

e_i = cambio en la relación de vacíos del estrato "i", producido por el incremento medio de presión efectiva $\Delta \bar{\sigma}_i$ correspondiente;

e_{oi} = relación de vacíos inicial media del estrato "i";

H_i = espesor inicial del estrato "i", en metros

Cabe señalar que las relaciones de vacíos iniciales de los estratos 2 a 4 consideradas, fueron las correspondientes a las presiones de preconsolidación en cada caso; en el estrato 1 fue la correspondiente a la presión obtenida en el diagrama de presiones efectivas a la profundidad de la muestra ensayada, aproximadamente igual a la mitad de la presión de preconsolidación.

1er. caso. Asentamientos sin compensación
Al centro del área cargada

ESTRATO	$\bar{\sigma}$	$\Delta\bar{\sigma}$	$\bar{\sigma} + \Delta\bar{\sigma}$	e_o	e_f	Δe	$1 + e_o$	H	ΔH
No.	ton/m ²	ton/m ²	ton/m ²	----	----	----	----	(m)	(m)
1	5.95	5.90	11.85	2.28	2.18	0.10	3.28	5.40	0.16
2	9.40	5.27	14.67	8.29	7.24	1.05	9.29	5.65	0.64
3	17.00	4.35	21.35	3.01	2.82	0.19	4.01	5.95	0.28
4	20.85	3.64	24.49	6.24	6.00	0.24	7.24	2.60	0.09

1.17 \approx 1.2 m

En la esquina del área cargada

ESTRATO	$\bar{\sigma}$	$\bar{\sigma}$	$\bar{\sigma} + \Delta\bar{\sigma}$	e_o	e_f	Δe	$1 + e_o$	H	ΔH
No.	ton/m ²	ton/m ²	ton/m ²	----	----	----	----	(m)	(m)
1	5.95	1.45	7.40	2.28	2.26	0.02	3.28	5.40	0.03
2	9.40	1.35	10.75	8.29	8.07	0.22	9.29	5.65	0.13
3	17.00	1.13	18.13	3.01	2.97	0.04	4.01	5.95	0.06
4	20.85	0.90	21.75	6.24	6.18	0.06	7.24	2.60	0.02

0.24 \approx 0.24 m

2o. caso. Compensando 3.4 ton/m² por excavación a 2.0 m de profundidad
Al centro del área cargada

ESTRATO	$\bar{\sigma}$	$\bar{\sigma}$	$\bar{\sigma} + \Delta\bar{\sigma}$	e_o	e_f	Δe	$1 + e_o$	H	ΔH
No.	ton/m ²	ton/m ²	ton/m ²	----	----	----	----	(m)	(m)
1	5.95	2.59	8.54	2.28	2.24	0.04	3.28	4.70	0.06
2	9.40	2.40	11.80	8.29	7.84	0.45	9.29	5.65	0.27
3	17.00	2.03	19.03	3.01	2.95	0.06	4.01	5.95	0.09
4	20.85	1.68	22.53	6.24	6.14	0.10	7.24	2.60	0.04

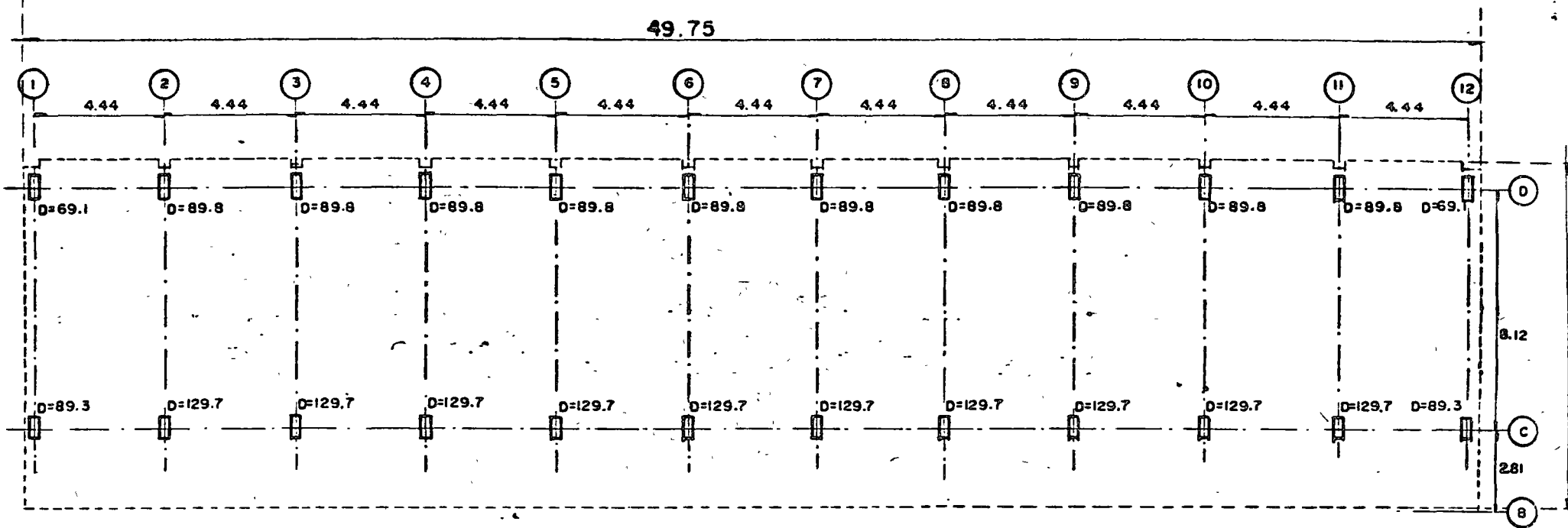
0.46 \approx 0.45 m

En esquina del área cargada

ESTRATO	$\bar{\sigma}$	$\Delta\bar{\sigma}$	$\sigma + \Delta\bar{\sigma}$	e_o	e_f	Δe	$1+e_o$	H	ΔH
No.	ton/m ²	ton/m ²	ton/m ²	-----	-----	-----	-----	(m)	(m)
1	5.95	0.65	6.60	2.284	2.276	0.008	3.28	4.70	0.01
2	9.40	0.60	10.00	8.29	8.20	0.09	9.29	5.65	0.05
3	17.00	0.50	17.50	3.01	2.995	0.015	4.01	5.95	0.02
4	20.85	0.41	21.26	6.24	6.21	0.03	7.24	2.60	0.01
									0.09 \approx 0.10 m

4o. Como conclusión del ejercicio puede decirse que los asentamientos totales que teóricamente experimentará la estructura si se desplantara en la superficie, son del orden de 1.2 m en el centro y 0.24 m en una esquina. Sin embargo, estos valores se obtuvieron considerando la losa de cimentación como elemento flexible, por lo que al diseñarse ésta como elemento rígido, los asentamientos tenderán a ser uniformes en el área cargada, con un valor medio de aproximadamente 80% del asentamiento calculado al centro del área flexible, es decir, del orden de 0.95 m.

Ahora bien, desplantando la losa de cimentación a 2 m de profundidad, los asentamientos teóricos en su centro y esquina son de 0.45 y 0.10 m respectivamente. Nuevamente corrigiendo por rigidez de la losa obtenemos un asentamiento promedio aproximado de 0.35 m.



Acotaciones en mts.

Escala 1: 200

D=26.8 Descarga de columnas a nivel de planta baja, en Ton. Se encuentra reducida para cálculo de asentamientos.

$$\sum D = 2511.8 \text{ ton}$$

$$P = \frac{\sum D}{A} = \frac{2511.8}{49.75 \times 11.90} = 4.25 \text{ ton/m}^2$$

FIG. 1. DESCARGAS EN COLUMNAS A NIVEL DE PLANTA BAJA

FIG. 2 . LECTURAS Y ABATIMIENTOS DE PRESION DE PORO EN LA ESTACION PIEZOMETRICA EP-1

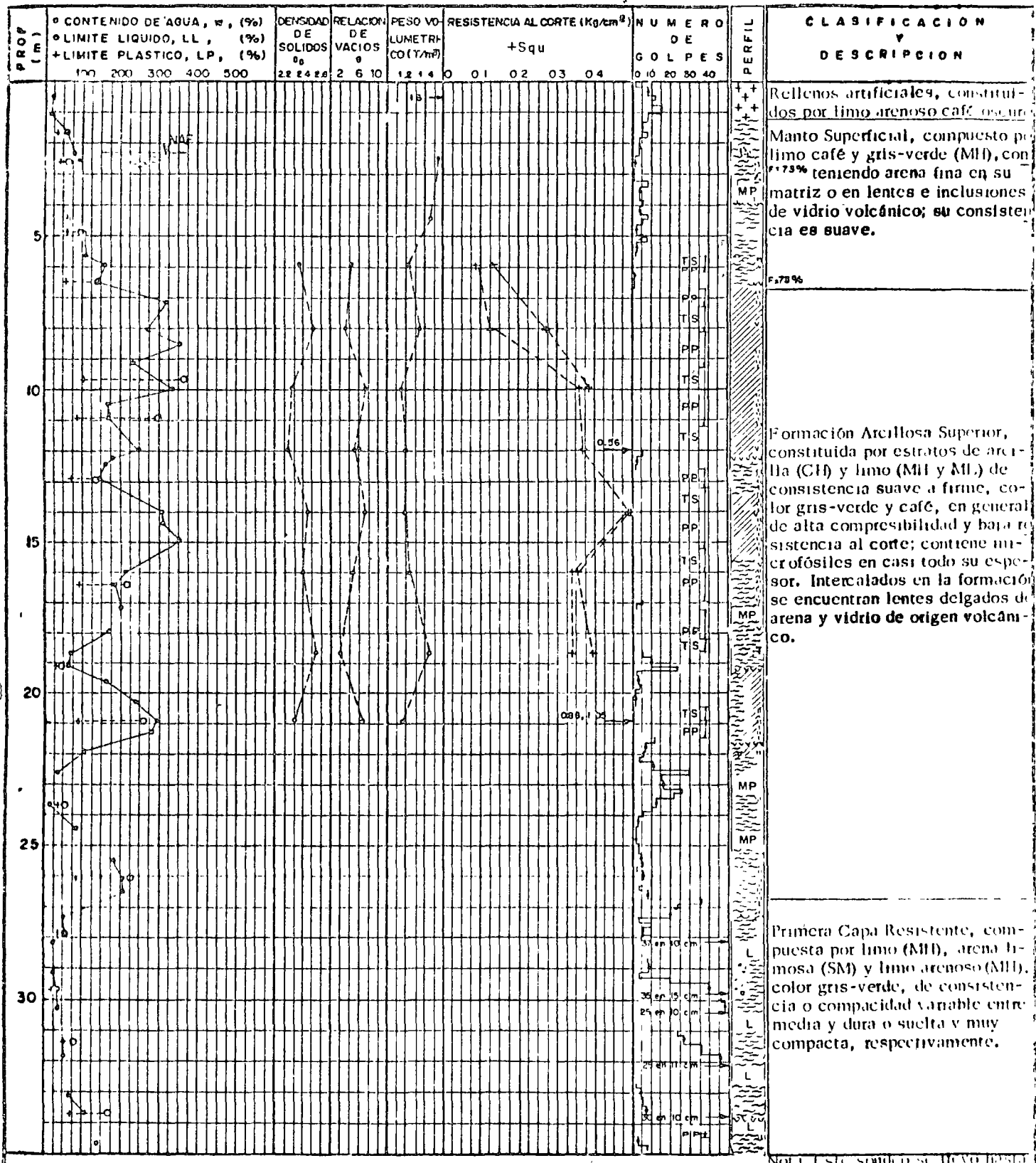
FECHA	LECTURAS			ABATIMIENTO DE PRESION DE PORO		
	PIEZOMETRO 1	PIEZOMETRO 2	PIEZOMETRO 3	PIEZOMETRO 1	PIEZOMETRO 2	PIEZOMETRO 3
18/IV/1973	5.28	14.18	17.15	2.83	11.73	14.7
23/IV/1973	* 7.53	*17.52	* 15.76	5.08	15.07	13.31
23/IV/1973	** 7.76	**17.57	**25.47	5.31	15.12	23.02
4/V/ 1973	7.85	18.10	22.85	5.40	15.65	20.40

Notas:

- Profundidad al centro de la celda piezométrica 1 = 12.60 m
- " " " " " 2 = 22.84 m
- " " " " " 3 = 30.14 m
- Las lecturas se refieren a la distancia en m existente entre la superficie del terreno y el nivel del agua en el interior de los tubos de registro, medida con sonda eléctrica.
- Los abatimientos de presión de poro se dan en m de columna de agua; se calcularon suponiendo un nivel freático de finido a 2.45 m de profundidad.

* Lecturas tomadas antes de purgar los tubos de registro

** Lecturas tomadas después de purgar los tubos de registro



S I M B O L O S :

- Arcilla
- Limo
- Arena
- Fósiles
- Vidrio volc
- Sq_c Resistencia al corte en compresión no confinada
- L Limpieza con chiflón
- MP Muestra Perdida
- PP Peso Propio
- TS Tubo Shelby
- † Resistencia a la penetración estándar

FIG. 3 ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO. SONDEO SM-1

$P_c = 1.1 \text{ kg/cm}^2$

SONDEO	PROF. (m)	S_s	w/p %	e_i	G_o/G_a
SM-1	5.85	2.40	101	2.38	100

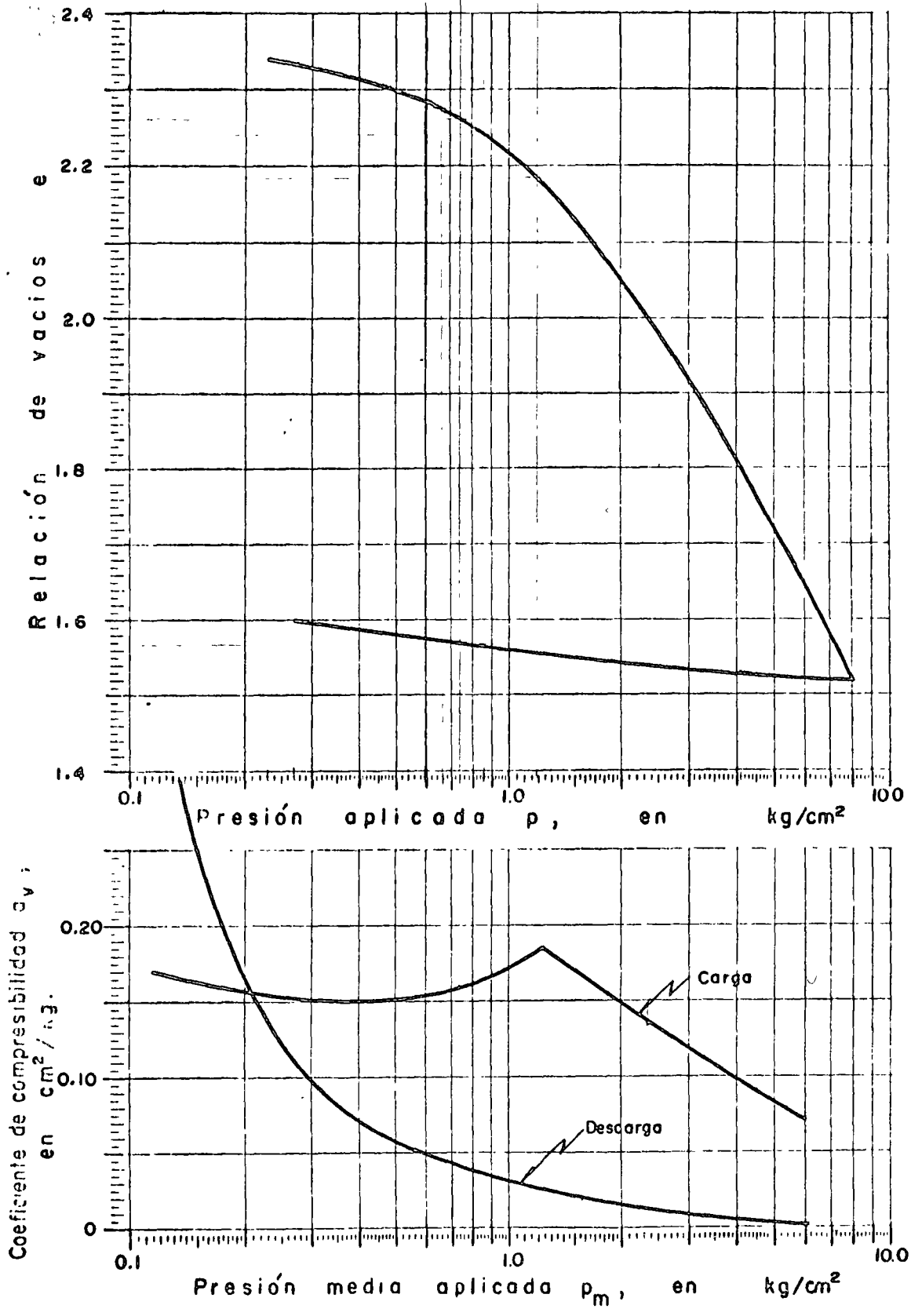


FIG. 4 . CURVAS DE COMPRESIBILIDAD

$P_c = 0.94 \text{ kg/cm}^2$

SONDEO	PROF. (m)	S_s	w_i %	e_i	G_i %
SM-1	9.85	2.25	391	8.88	99

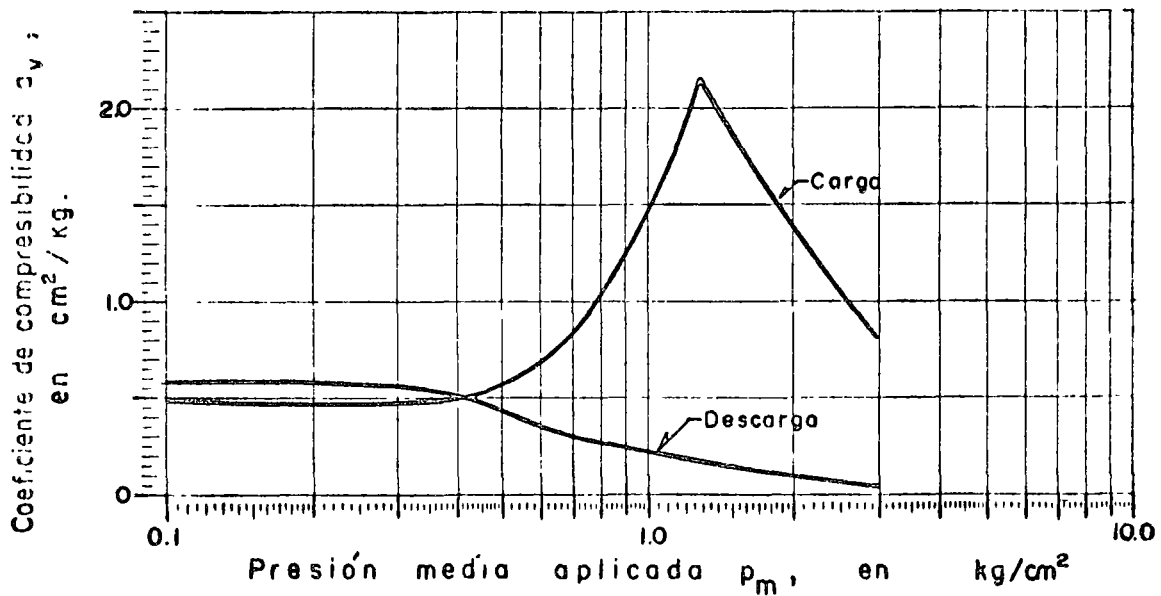
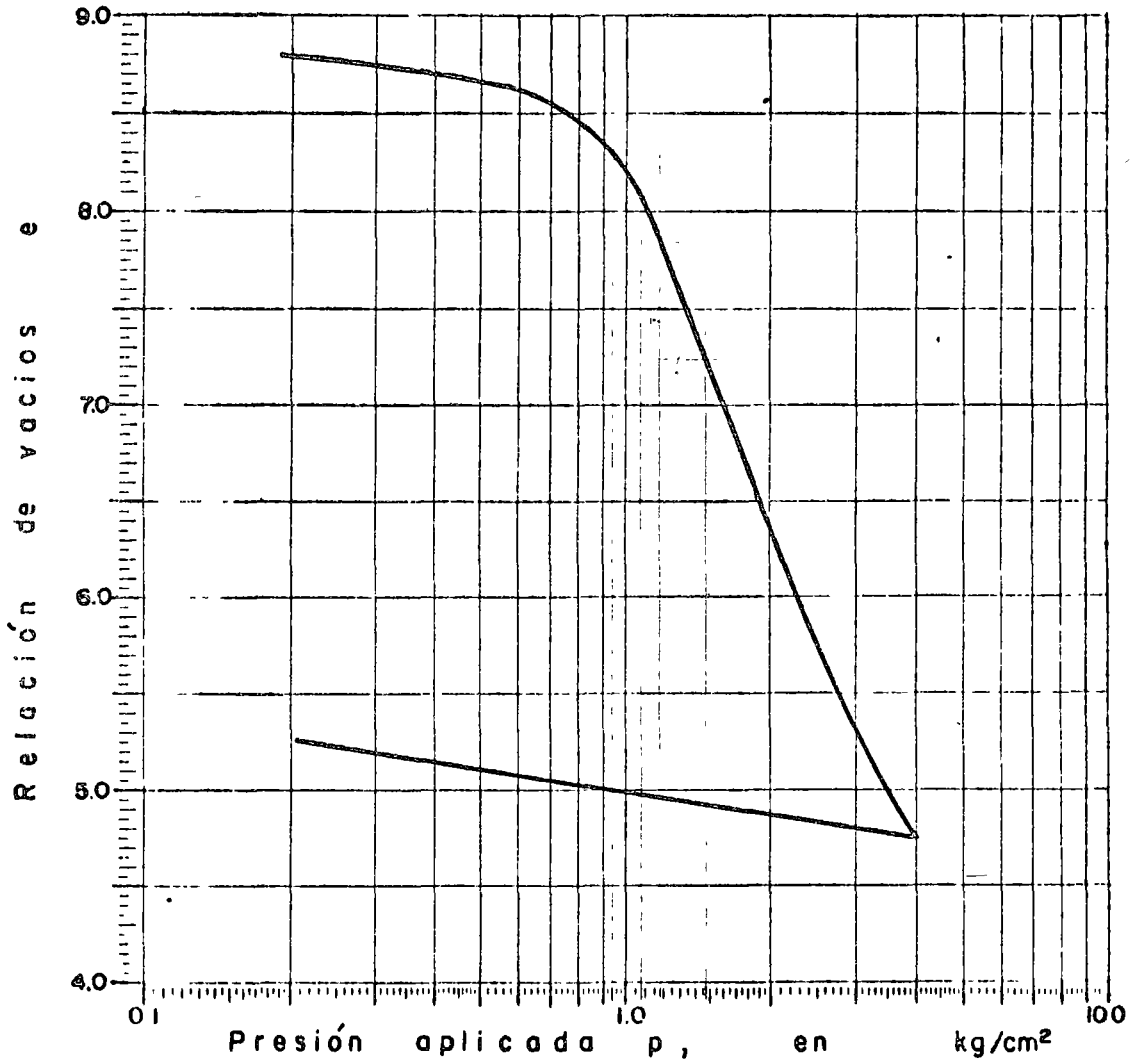


FIG. 5. CURVAS DE COMPRESIBILIDAD

$P_c = 1.70 \text{ kg/cm}^2$

SONDEO	PROF. (m)	S_s	w %	e_i	G_s %
SM-1	15.85	2.37	137.6	3.28	99.4

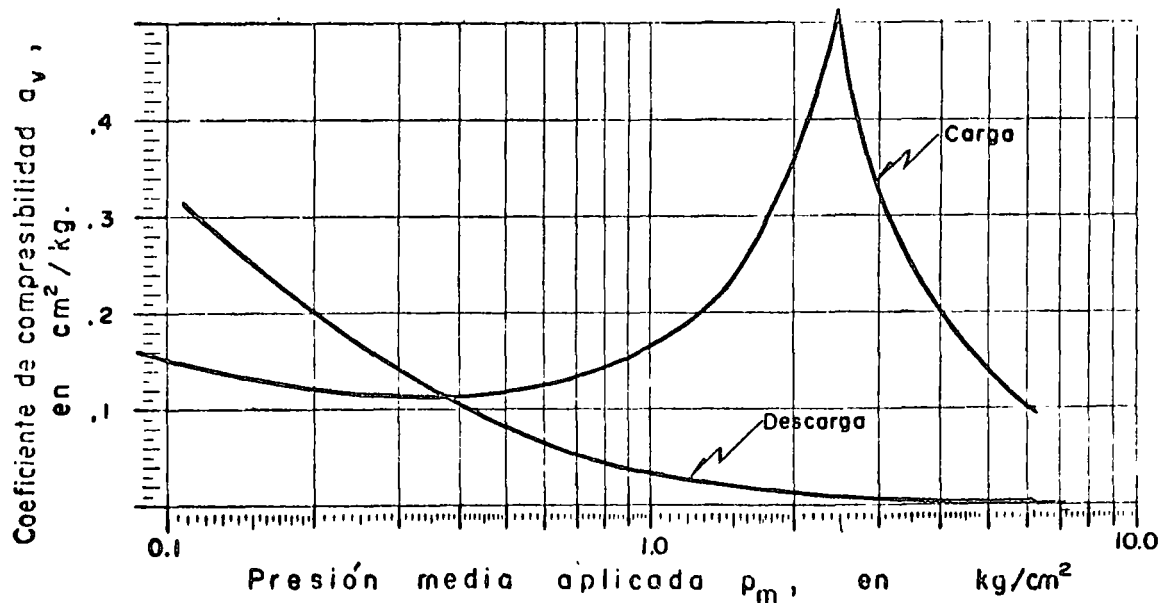
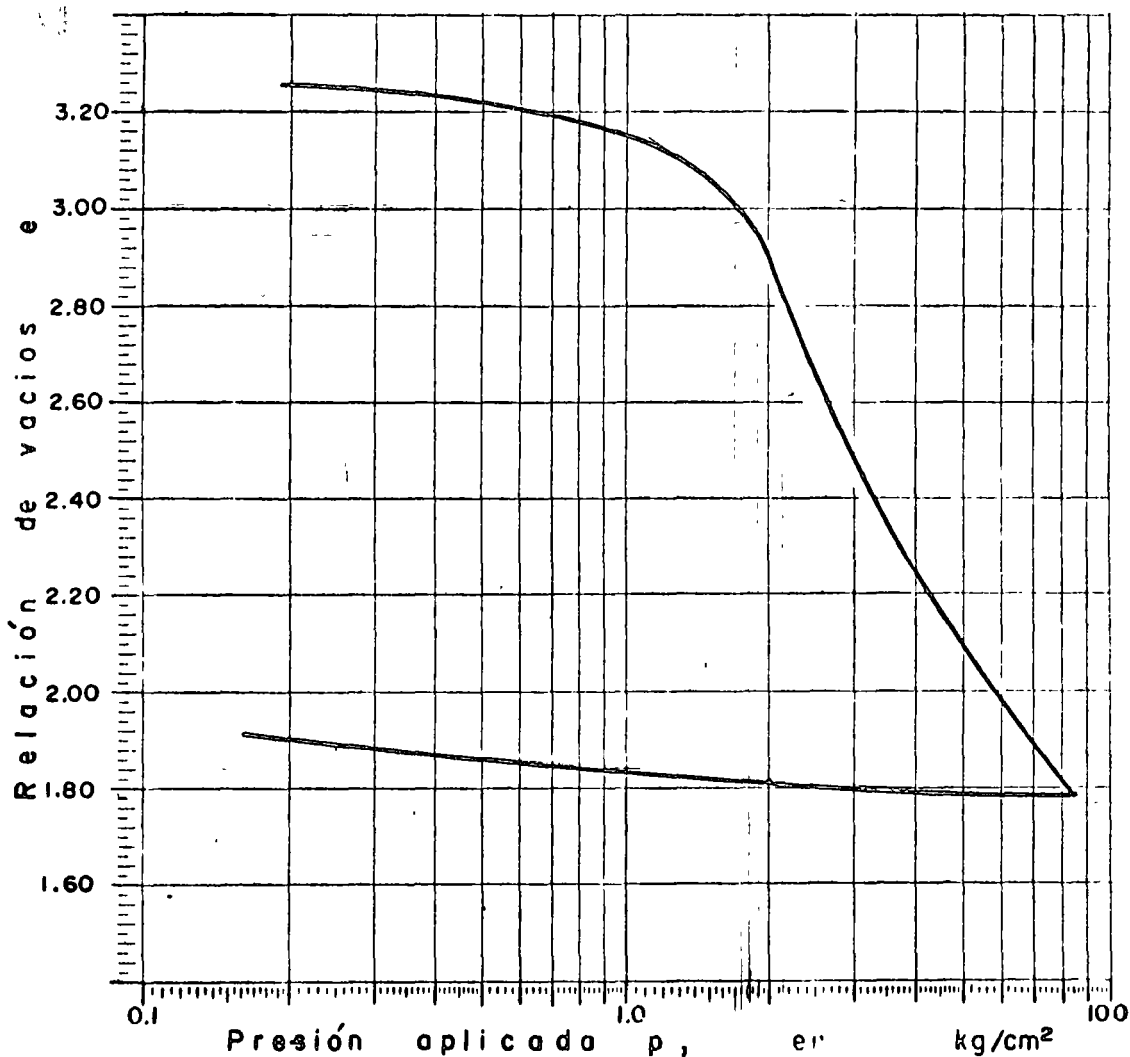


FIG.6 . CURVAS DE COMPRESIBILIDAD

$P_c = 2.10 \text{ kg/cm}^2$

SONDEO	PROF. (m)	S_s	w_i %	e_i	G_i %
SM-1	20.75	2.33	287.7	6.68	100

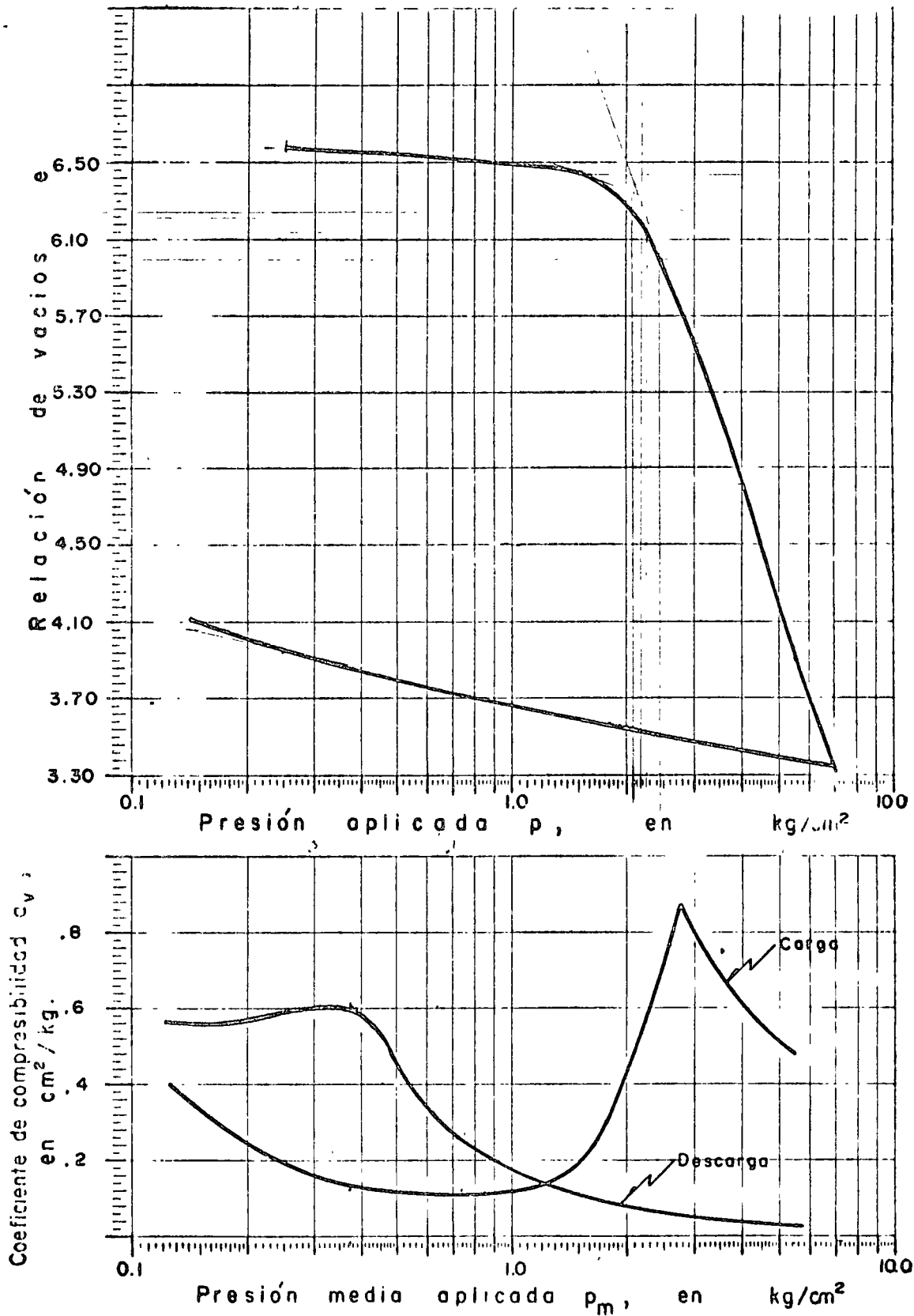


FIG 7 • CURVAS DE COMPRESIBILIDAD

PRESIONES, EN TON./M²

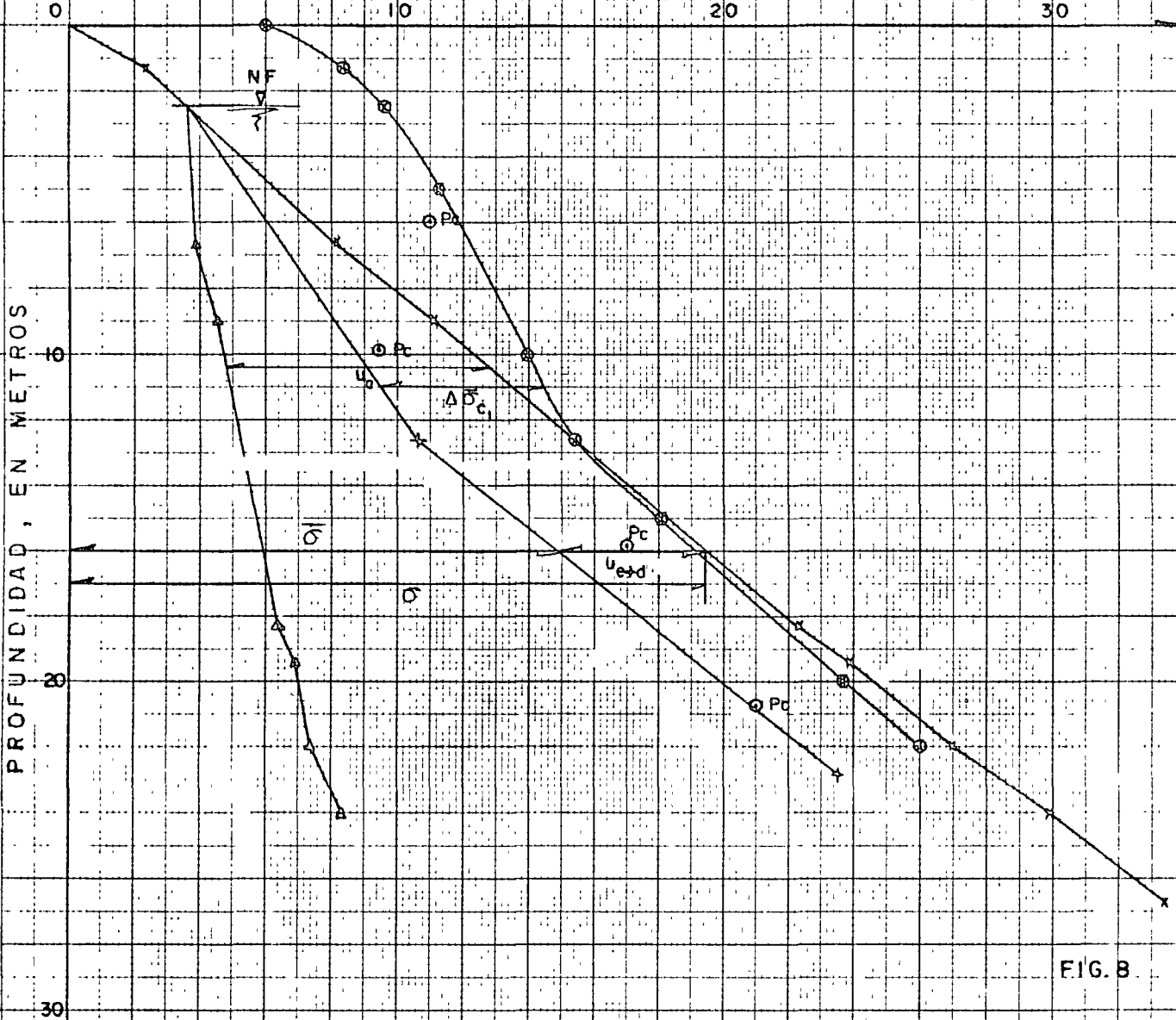


FIG. 8

SIMBOLOGIA

- NF Nivel freático.
- Pc Presión de preconsolidación.
- ue Presión neutral estática.
- ue+d Presión neutral deducida de lecturas piezométricas.
- sigma Presión efectiva.
- delta sigma Presión total.
- delta sigma_c1 Incremento de presión al centro de área cargada, sin compensación.

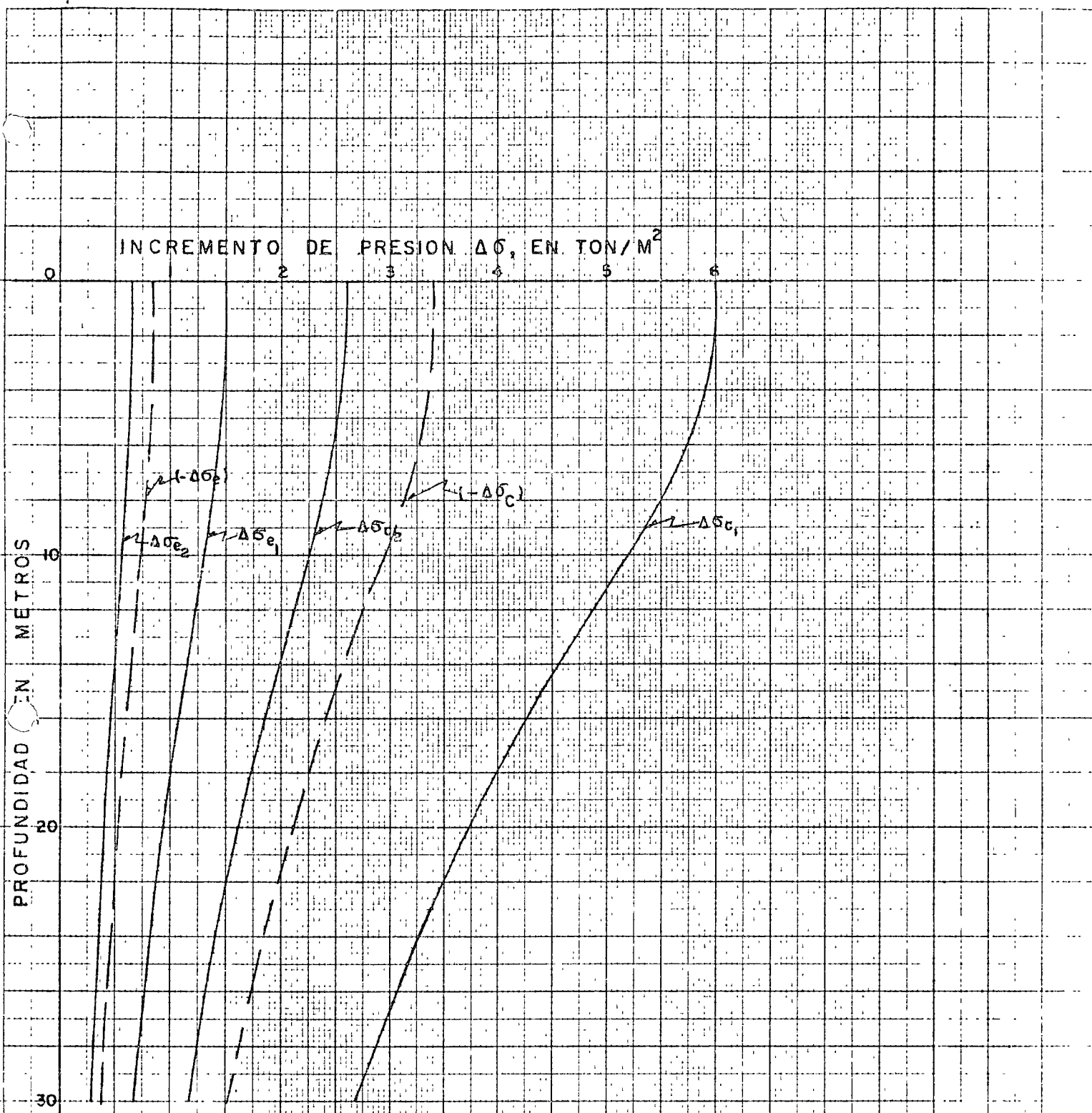


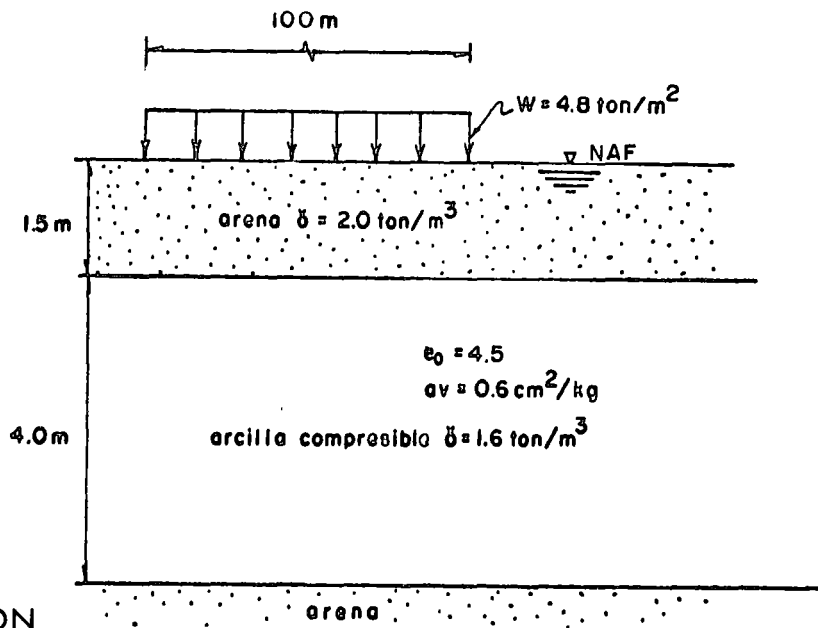
FIG. 9

SIMBOLOGIA

$\Delta\sigma_{c1}$	Incremento de presión al centro del área cargada	sin compensación
$\Delta\sigma_{c2}$	" " " " " " " "	con " "
$\Delta\sigma_{e1}$	" " " " en esquina " " " "	sin " "
$\Delta\sigma_{e2}$	" " " " " " " " " "	con " "
$-\Delta\sigma_c$	Decremento " " " " " " " "	por excavación.
$-\Delta\sigma_e$	" " " " en esquina " " " "	" "

EJERCICIO 7

Calcule en que tiempo se presentará el 90% de la consolidación del estrato arcilloso compresible mostrado en la figura, causado por una sobrecarga de 4.8 ton/m^2 , uniformemente distribuida en un área flexible de forma cuadrada de 100 m de lado.



SOLUCION

- 1o. Calcule la presión efectiva (\bar{p}_0) para la profundidad correspondiente a la mitad del estrato compresible ($Z = 3.5 \text{ m}$).

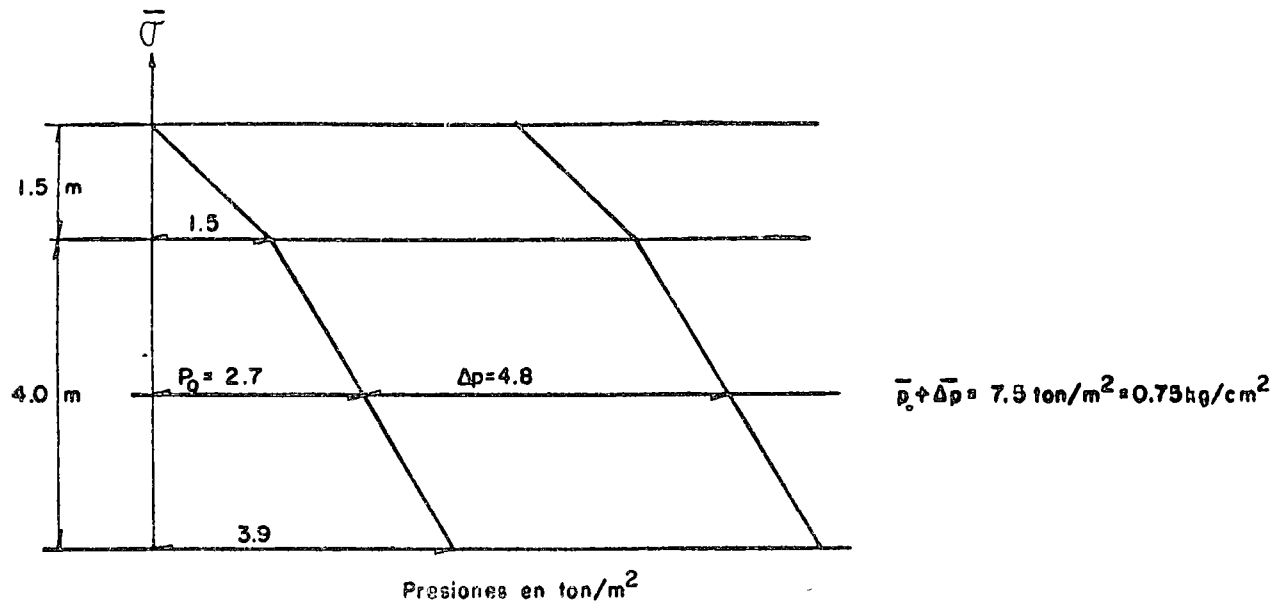
$$\bar{p}_0 = (2.0 - 1.0) 1.5 + (1.6 - 1.0) 2.0$$

$$\bar{p}_0 = 2.7 \text{ ton/m}^2$$

- 2o. Calcule el incremento de presiones ($\bar{\Delta p}$) ocasionado por la sobrecarga, para la profundidad de 3.5 m. Por tratarse de un área grande, los esfuerzos transmitidos a esa profundidad son iguales a la sobrecarga.

$$\bar{\sigma}_z = \bar{\Delta p} = 4.8 \text{ ton/m}^2$$

- 3o. La distribución de presiones efectivas es como sigue:



4o. Utilizando la curva de consolidación anexa, calcule el tiempo correspondiente al 50% de la consolidación primaria (t_{50}) de la muestra ensayada, representativa del estrato arcilloso a la profundidad de 3.5 m

Se ha observado que la parte inicial de la curva de consolidación se asemeja a una parábola. De las propiedades de la misma, se encontró el siguiente método:

- Elija un punto de la curva próximo al eje de deformaciones, observando a que tiempo (t_1) corresponde.
- Busque sobre la curva el punto correspondiente a un tiempo igual a $4 t_1$.
- Duplique la diferencia de ordenadas entre ambos puntos y lleve este valor sobre una paralela al eje de las deformaciones, a partir del segundo punto.
- Haciendo pasar una paralela al eje de las abscisas, obtenga la ordenada que define al 0% teórico de consolidación.

Este procedimiento debe efectuarse varias veces para distintos tiempos y obtener un valor promedio del 0 % de consolidación.

- Para obtener el 100%, trace la tangente al tramo central de la curva y la asíntota del tramo final de la misma. La intersección de ambas rectas definirá al punto buscado.
- Obtenga el punto correspondiente al 50% teórico de la consolidación, encontrando el punto medio entre los puntos que definen al 0% y al 100%.
- Lea en el eje de las abscisas, el tiempo que corresponde a ese 50% (t_{50}).

Para este ejercicio se obtiene :

$$t_{50} = 9.5 \text{ min} = 570 \text{ seg.}$$

5o. Calcule el coeficiente de consolidación C_v mediante la expresión:

$$C_v = \frac{TH^2}{t}$$

donde: $H_{\text{especimen}} = 2.520 \text{ cm}$

$$t = t_{50} = 570 \text{ seg}$$

$$t_{50} = 0.197 \text{ (para el 50\% de consolidación)}$$

$$H_r = 2.520 - 0.172 \text{ (de curva de consolidación)} = 2.348 \text{ cm}$$

$$H = \frac{H_r}{2} \text{ (por estar drenada por ambas caras)}$$

$$C_v = \frac{0.197 (1.174)^2}{570}$$

$$C_v = 4.76 \times 10^{-4} \frac{\text{cm}^2}{\text{seg}}$$

6o. Calcule el tiempo necesario para que ocurra el 90% de la consolidación

$$H_r = 4 \text{ m; de ahí, } H = 200 \text{ cm}$$

$$T_{90} = \frac{TH^2}{C_v}$$

$$t_{90} = \frac{0.848 (200)^2}{4.76 \times 10^{-4}}$$

$$t_{90} = 7.126 \times 10^7 \text{ seg}$$

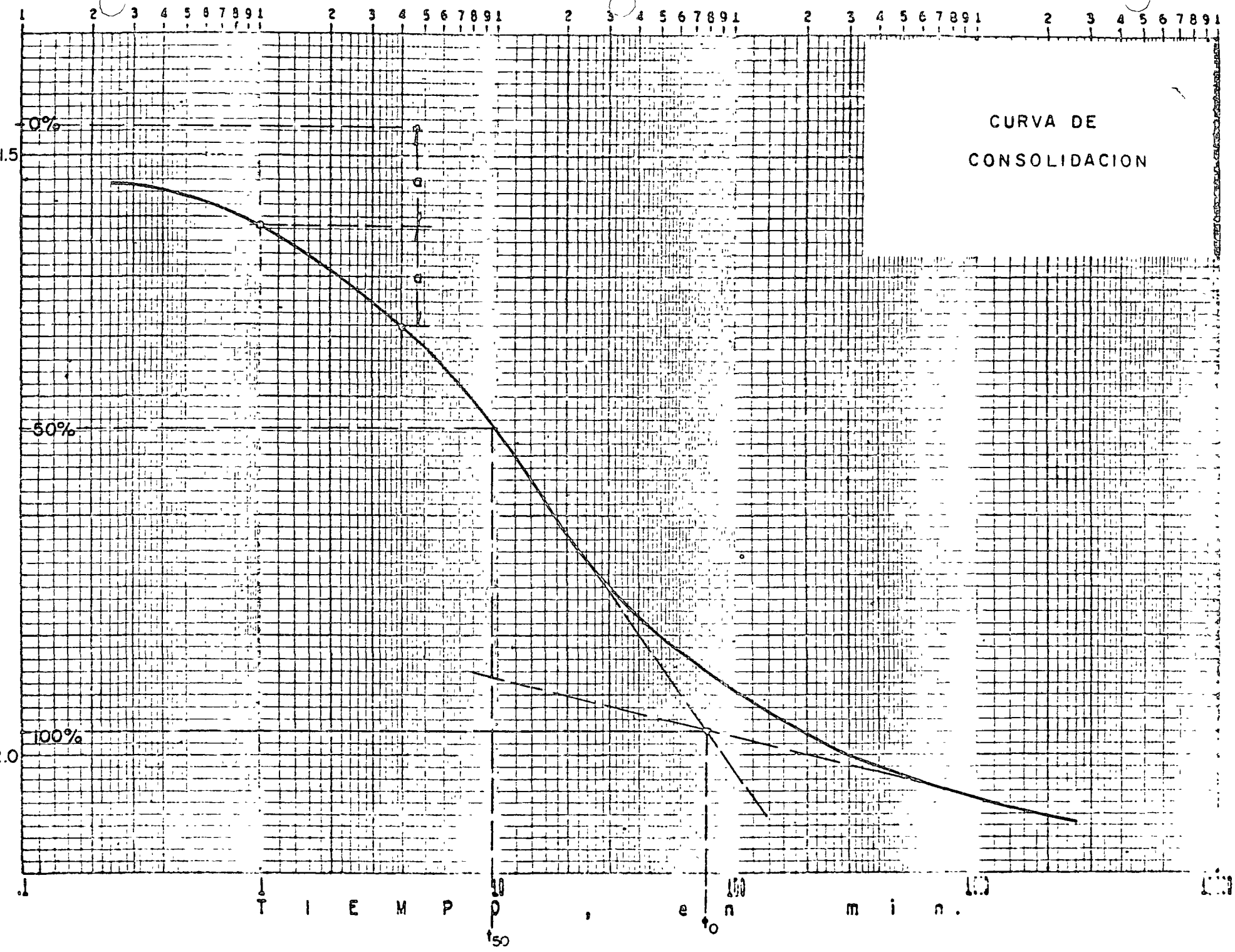
$$t_{90} = 2.26 \text{ años}$$

Cabe aclarar que el tiempo en que teóricamente ocurrirá el 100% de consolidación primaria es infinito. En la práctica es razonablemente aceptable calcular el tiempo en el que se presenta el 90% de dicha consolidación y considerar que los asentamientos que tendrán lugar a partir de ese momento serán mínimos, despreciables en comparación con los ocurridos hasta ese instante.

El asentamiento total estimado por consolidación primaria es de 21 cm, del cual el 90% se presentará en 2.26 años.

DEFORMACIONES EN M. M.

CURVA DE CONSOLIDACION



EJERCICIO 8

En la figura 1 se presenta una planta de la Laguna Ixtapa, localizada al poniente de Zihuatanejo, Gro., a 6 1/2 Km de distancia en línea recta. Está separada del Oceano Pacífico por un cordón litoral o barra, arenosa, con dos bocas en sus extremos que se rompen ocasionalmente en temporadas de lluvias.

La estratigrafía del subsuelo de la laguna es prácticamente uniforme en cuanto al tipo de suelos, presentándose en general turba de espesor variable en la superficie, a la que subyacen suelos arenosos de origen marino.

De acuerdo con el perfil estratigráfico del subsuelo (Fig. 2) y las curvas de consolidación que se proporcionan (Fig. 3), las cuales se considerarán representativas del estrato de turba superficial, se solicita calcular el asentamiento que se produciría por consolidación primaria y secundaria de la turba en un período de 50 años, como consecuencia de la construcción de un relleno de 100 x 100 m en planta y 1.7 m de altura, cuyos pesos volumétricos en estado seco y saturado son 1.45 y 1.90 ton/m³, respectivamente.

SOLUCION

Antes de proceder a calcular el asentamiento, es conveniente señalar que los trabajos de investigación sobre los fenómenos de consolidación primaria y secundaria en suelos altamente orgánicos y turbas, son escasos y relativos a condiciones muy particulares, de tal forma que resulta arriesgada la generalización de sus resultados a otros casos de aplicación diferentes a los aquí tratados. Sin embargo, sin perder de vista estas limitaciones de los métodos de cálculo usuales, en el desarrollo siguiente se intenta obtener el orden de magnitud de los asentamientos que tendrán lugar en el ejercicio planteado.

- 1o. Calcúlese la distribución de presiones totales, efectivas y neutrales en el subsuelo. En el caso que nos ocupa, observando que el NAF casi coincide con la superficie del terreno, que las turbas superficiales soportan exclusivamente su peso propio y que su peso volumétrico medio es muy bajo, de 1.02 ton/m³, la presión efectiva vertical en un punto cualquiera dentro del estrato de turba es muy pequeña, por lo que para efectos prácticos se considerará que la presión efectiva inicial al centro del mismo es nula y, por tanto, la relación de vacíos inicial será la correspondiente a esa condición, de 16.8.

- 2o. De las curvas de consolidación (Fig. 3), obténganse los valores de la relación de vacíos al término de la consolidación primaria (e_{100}). Dibújense estos valores contra el logaritmo de la presión final en cada incremento ($\bar{\sigma} + \Delta\bar{\sigma}$) para obtener la curva de compresibilidad "A" de la Fig. 4, la cual corresponde a la compresión inicial debida a la aplicación de cada incremento más la debida a consolidación primaria. Además queda incluido el efecto de consolidación secundaria obrando en el tiempo transcurrido hasta completar la consolidación hidrodinámica.

En la curva de compresibilidad se observa que aun para la más pequeña presión aplicada en laboratorio, la muestra se comporta como normalmente consolidada, como era de esperarse según el punto lo. anterior.

- 3o. De las curvas de consolidación (Fig. 3), obténganse los coeficientes de consolidación secundaria (C_{α}) para cada incremento. Estos coeficientes son adimensionales, iguales a la pendiente del tramo recto final de cada curva, es decir, a la variación de la relación de vacíos por un ciclo de la escala logarítmica de tiempo. Según algunos investigadores, estos coeficientes son función de la presión efectiva al final de cada incremento y, por tanto, de la relación de vacíos para el 100 % de consolidación primaria correspondiente (e_{100}), de donde es posible obtener la expresión siguiente (véase Fig. 5):

$$C_{\alpha} = 0.0214 e_{100} + 0.0111 \quad (1)$$

- 4o. Calcúlese el decremento de relación de vacíos que tendrá lugar por el efecto de la consolidación secundaria obrando un tiempo igual al que transcurrirá en el campo entre el término de la consolidación primaria y el período de vida útil de la obra, en este caso de 50 años, aplicando la expresión:

$$\Delta e = - C_{\alpha} \left(\log_{10} \frac{t_2}{t_1} \right) \quad (2)$$

donde:

Δe = decremento de relación de vacíos

C_{α} = coeficiente de consolidación secundaria

t_2 = vida útil de la obra = 50 años

t_1 = tiempo requerido para completar la consolidación primaria en campo, en años.

Para aplicar la expresión anterior es necesario en general conocer los valores de t_1 para diferentes presiones aplicadas, es decir, para diferentes alturas de terraplén. Para ello se calculan los valores del coeficiente

de consolidación C_v representativo de cada incremento de presión aplicado en laboratorio, siguiendo el procedimiento tratado en detalle en el ejercicio 6 y tabulado a continuación:

Incremento	$\bar{\sigma}_i$	$\bar{\sigma}_f$	$\bar{\sigma}_{media}$	$H_{m/2}$	t_{50}	T_{50}	C_v
No	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	cm	seg.	—	cm ² /seg.
1	0.00	0.25	0.125	1.093	31	0.197	7.592×10^{-3}
2	0.25	0.50	0.375	0.935	33	0.197	5.219×10^{-3}
3	0.50	1.00	0.75	0.773	54	0.197	2.180×10^{-3}
4	1.00	2.00	1.5	0.625	72	0.197	1.069×10^{-3}

Los valores de C_v obtenidos se dibujan en una gráfica como función de la presión media para cada incremento (véase Fig. 6).

Considerando alturas de terraplenes tales que proporcionen presiones de 0.25, 0.50, 1.0 y 2.0 kg/cm², es decir, presiones medias del incremento de 0.125, 0.25, 0.50 y 1.0 kg/cm², respectivamente, se obtienen los valores de C_v correspondientes de la Fig. 6, con los que se determinan aproximadamente los valores de t_1 , considerados iguales a los requeridos para alcanzar el 95 % de consolidación en el campo según se muestra en la tabla siguiente:

Incremento	$\bar{\sigma}_i$	$\bar{\sigma}_f$	$\bar{\sigma}_{media}$	C_v	T_{95}	$H/2$	t_{95}	t_{95}
No.	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	cm ² /seg.	—	cm	seg.	años
1'	0	0.25	0.125	7.59×10^{-3}	1.127	400	2.40×10^7	0.75
2'	0	0.5	0.25	6.35×10^{-3}	1.127	400	2.80×10^7	0.9
3'	0	1.00	0.50	4.10×10^{-3}	1.127	400	4.40×10^7	1.4
4'	0	2.00	1.00	1.50×10^{-3}	1.127	400	1.20×10^8	3.8

Una vez definidos los valores de t_1 , se aplica la expresión (2) considerando los valores de C_v obtenidos de la expresión (1) para las relaciones de vacíos al término de la consolidación primaria en cada incremento de presión en campo.

Incremento	$\bar{\sigma}_i$	$\bar{\sigma}_f$	e_{100}	C_α	t_1	t_2	Δe
No.	kg/cm ²	kg/cm ²	—	—	años	años	—
1	0	0.25	14.10	0.31	0.75	50	0.57
2	0	0.50	11.79	0.26	0.90	50	0.45
3	0	1.00	9.28	0.21	1.40	50	0.33
4	0	2.00	7.07	0.16	3.80	50	0.18

Los valores de Δe arriba obtenidos, son los decrementos de relación de vacíos que tendrán lugar por consolidación secundaria desde el término de la consolidación hidrodinámica en campo hasta un tiempo de 50 años a partir de colocada la presión correspondiente. Disminuyendo estos decrementos de la relación de vacíos que se obtiene de la curva de compresibilidad "A" de la Fig. 4, se obtiene la curva "B", que da el valor que alcanzará esta propiedad índice por compresión inicial y consolidación primaria y secundaria al cabo de 50 años de obrar la presión transmitida por un relleno que transmita la presión considerada.

Así pues, para resolver el problema planteado se aplica la expresión:

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1+e_0} H = \frac{e_0 - e_f}{1+e_0} H = \frac{16.8 - 13.53}{16.8 - 1} (800) = 150 \text{ cm},$$

donde el valor de e_f es el obtenido de la curva "B" de la Fig. 4 para una presión igual a la transmitida por el relleno, de 2.5 ton/m². Sin embargo, un asentamiento de 1.5 m del relleno de 1.7 m de altura inicial, implicaría que el incremento de presión que transmite originalmente disminuya por sumergencia en el nivel freático al siguiente valor:

$$\Delta \bar{\sigma} = 0.60 \times 1.45 + 1.10 \times 0.90 = 1.90 \text{ ton/m}^2,$$

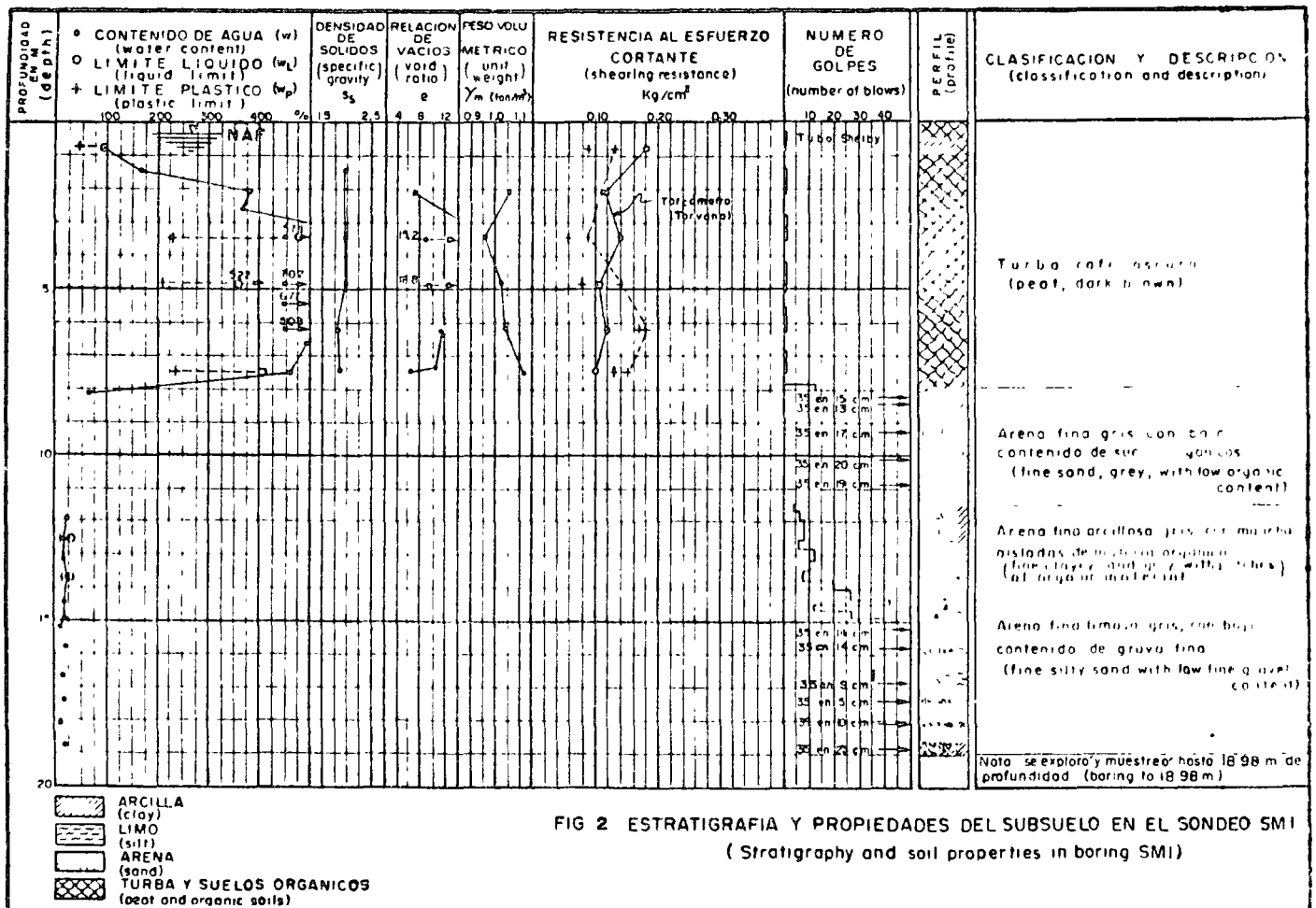
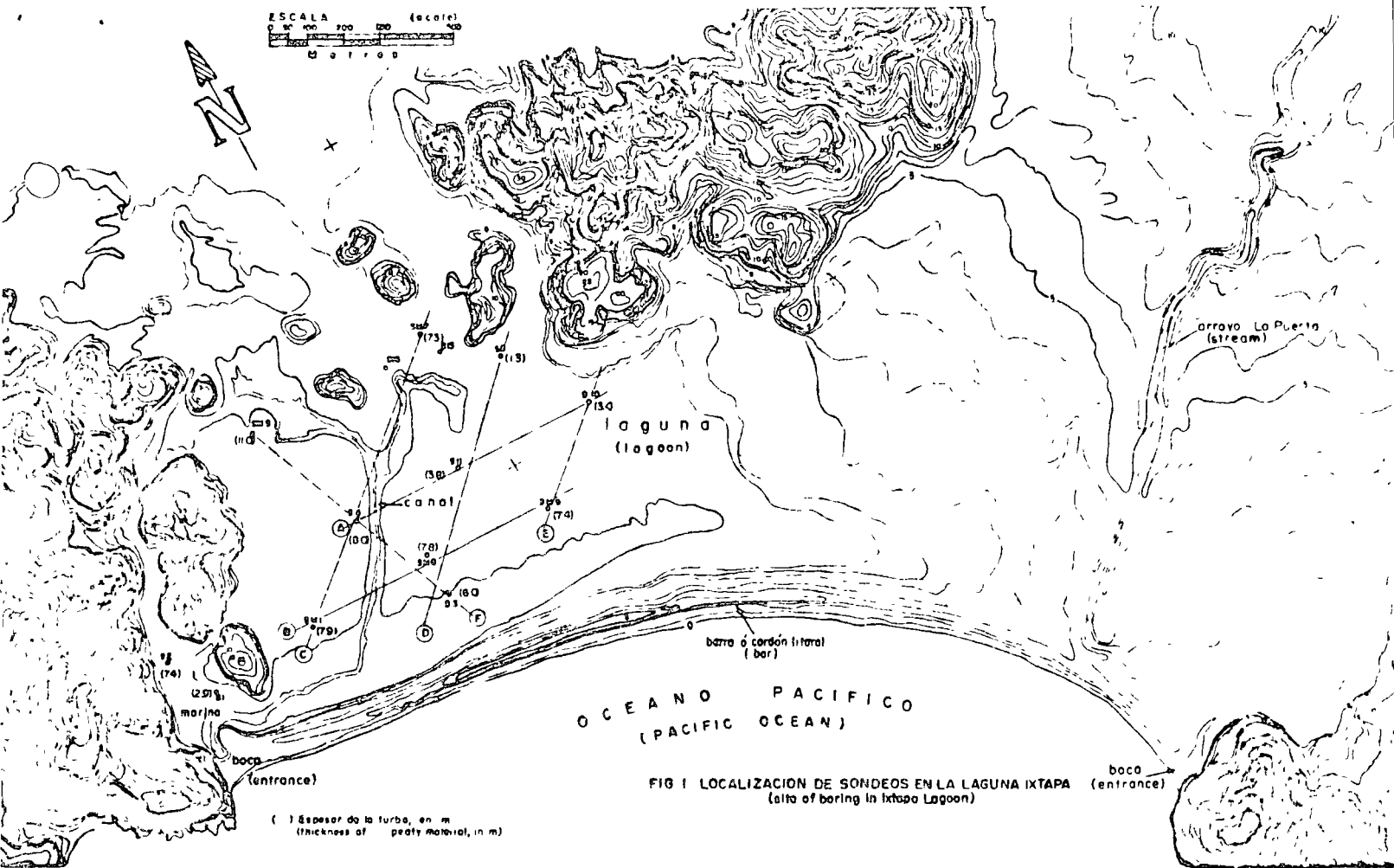
luego entonces el asentamiento real estará comprendido entre los correspondientes a presiones de 2.5 y 1.9 ton/m². Trabajando por tanteos se llega a que considerando una presión final de 2.05 ton/m², que supone un asentamiento total de 1.15 m, se obtiene teóricamente un asentamiento de :

$$H = \frac{e_0 - e_f}{1+e_0} H = \frac{16.8 - 14.18}{1+16.8} 800 = 1.17 \text{ m}.$$

El valor de e_f se obtuvo de la curva de compresibilidad "B" de la Fig. 4 extrapolando ligeramente fuera del rango de presiones considerado, cuyo valor mínimo es de 0.25 kg/cm².

5o. Conclusiones:

- a) Al cabo de 50 años el terraplén se asentará por los efectos de compresión inicial y consolidación primaria y secundaria, del orden de 1.2 m, es decir, aproximadamente el 70 % de su altura inicial.
- b) En el problema analizado la contribución de la compresión inicial y la consolidación primaria al asentamiento total que ocurrirá en 50 años, es mucho mayor que la de la consolidación secundaria.



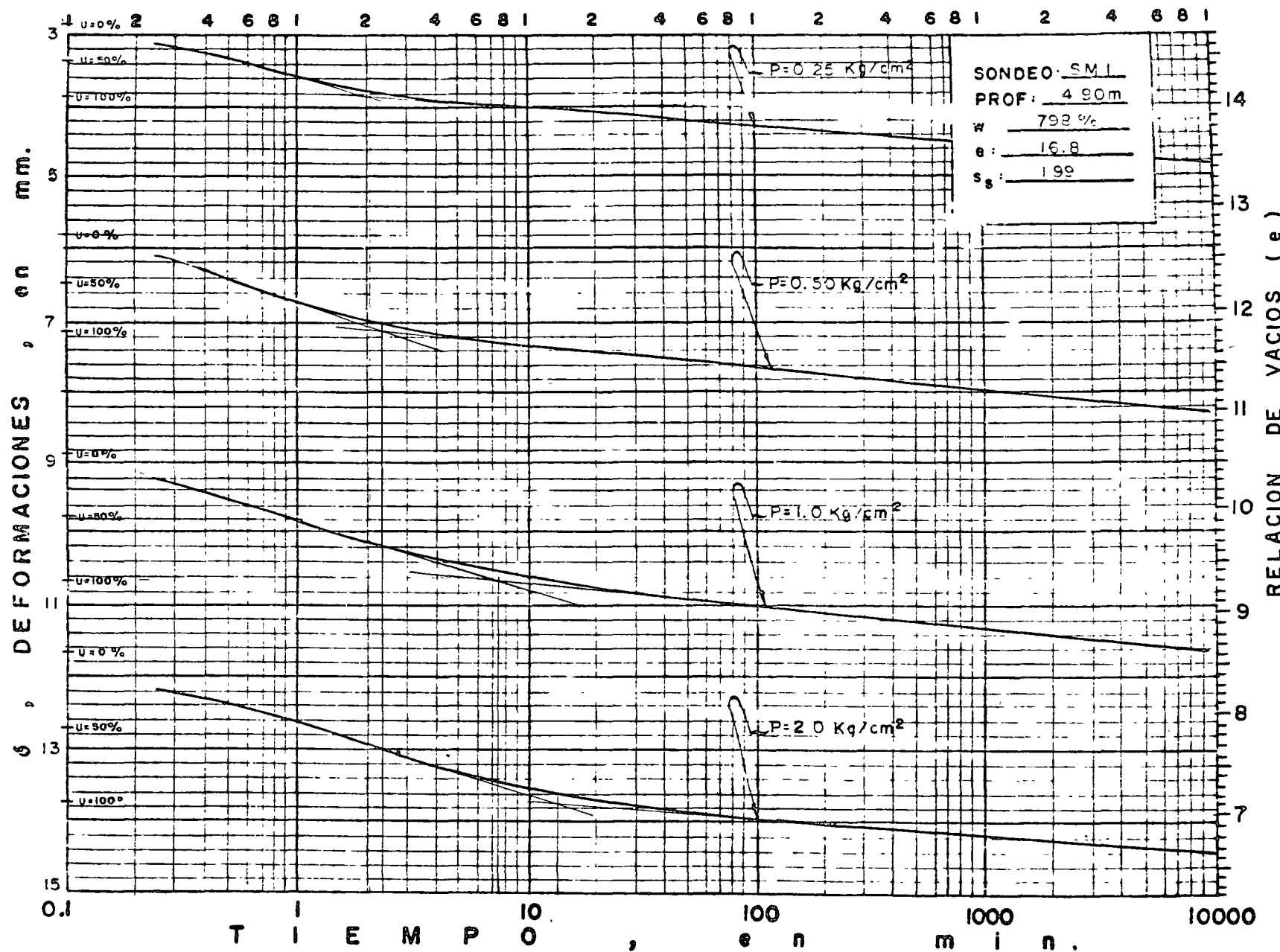


FIG. 3 CURVAS DEFORMACION VS TIEMPO SONDEO SMI

SONDEO	PROF.(m)	S _s	w _L %	e _i	G _i %
SM-I	4.90	1.99	798	16.8	94.3

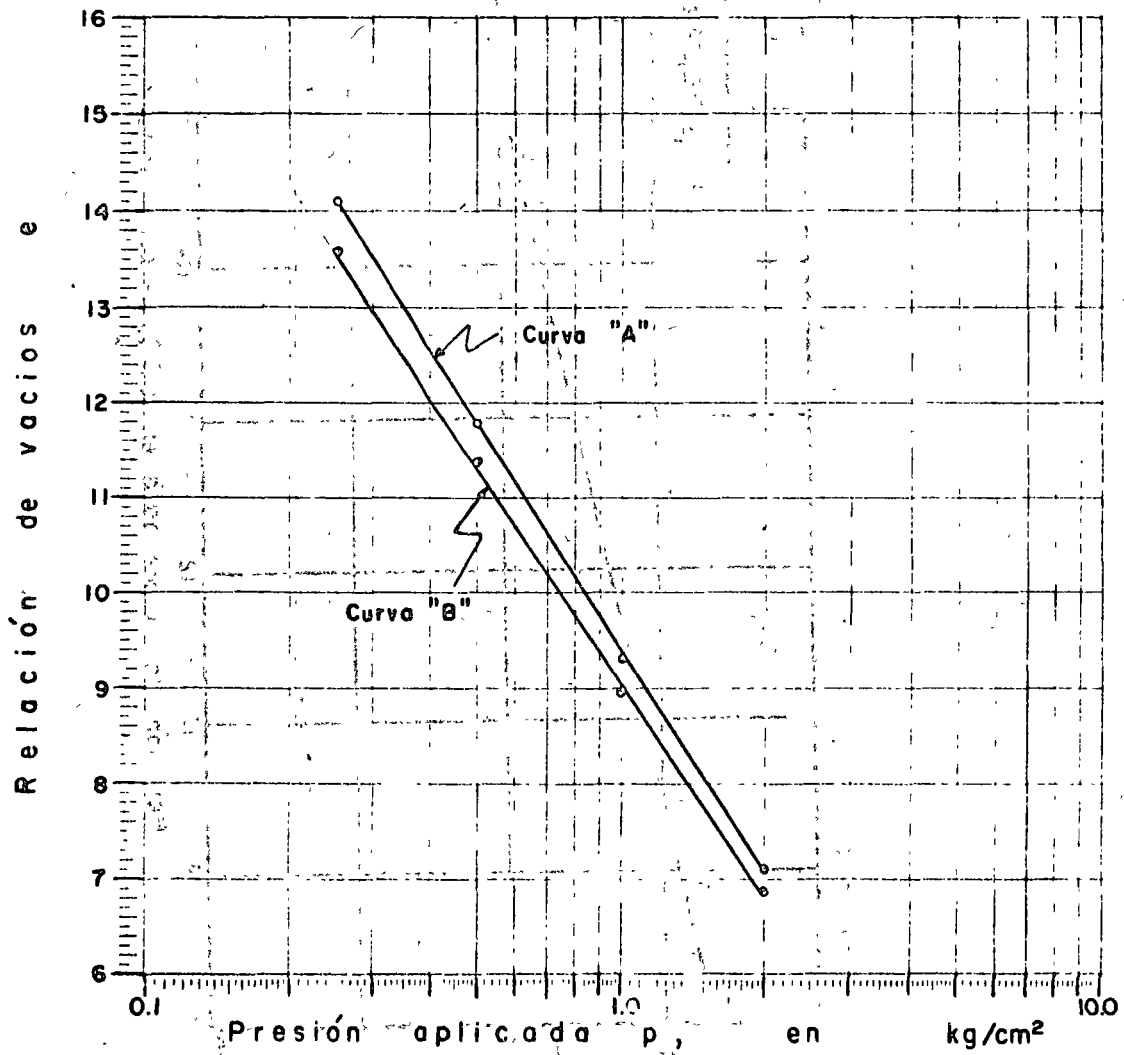


FIG. 4

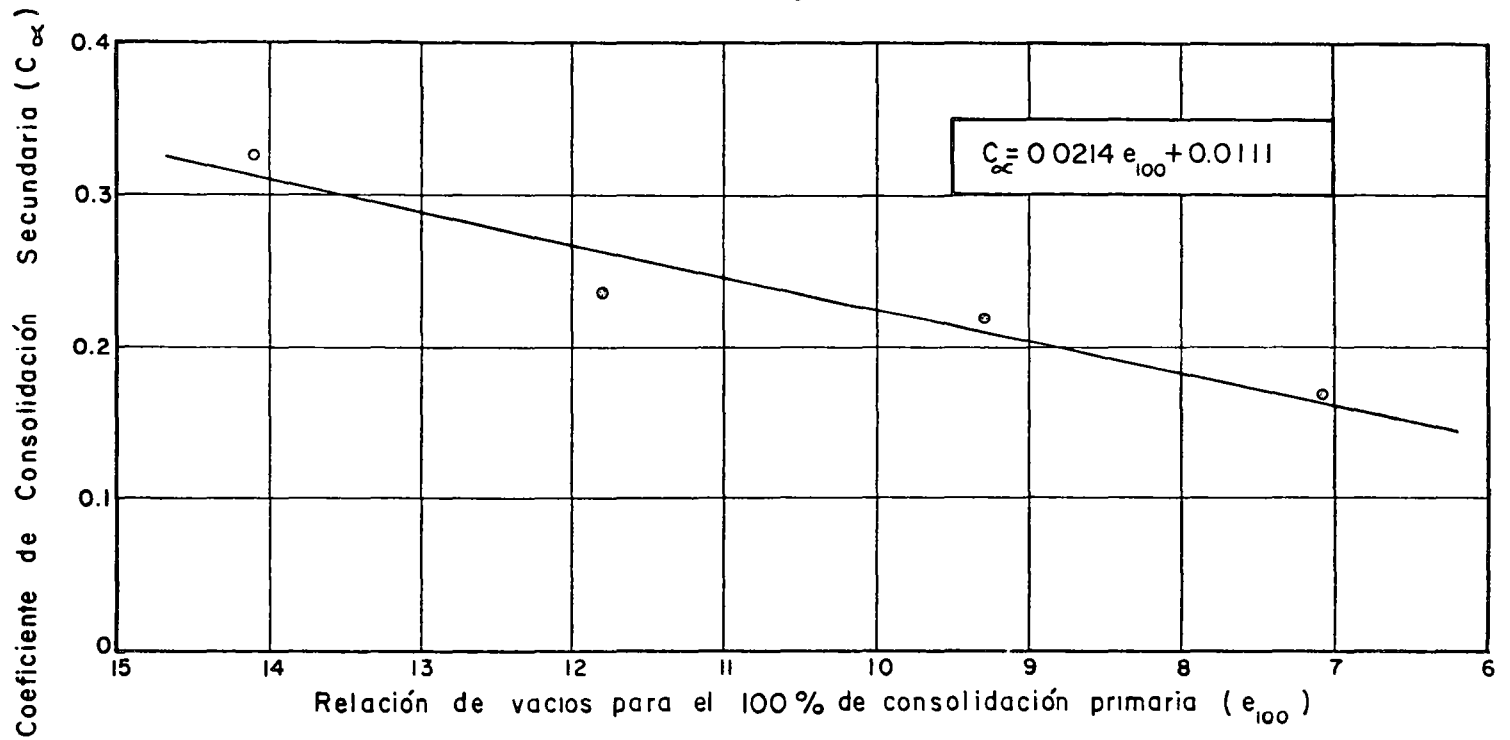


FIG. 5

Coefficiente de consolidación (C_v), en 10^{-5} cm^2/seg .

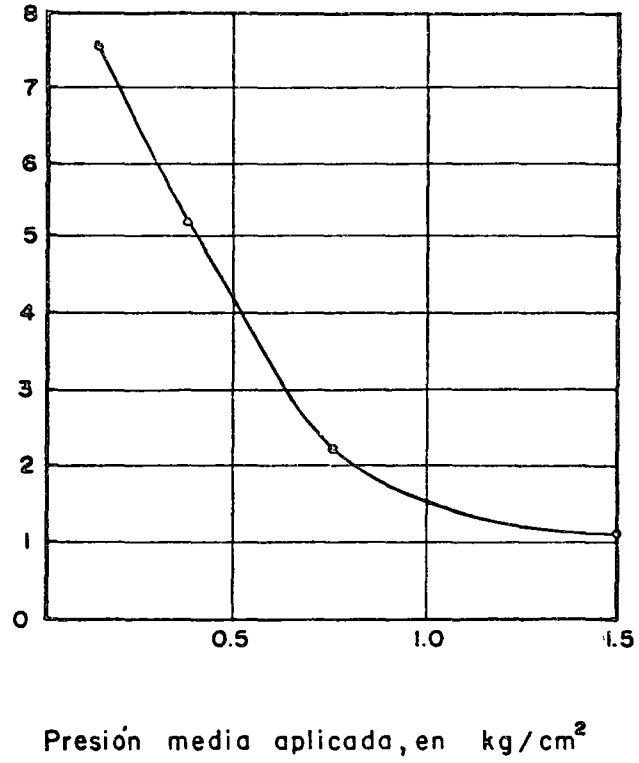


FIG. 6

4.6 EXPANSIONES POR DESCARGA DEL TERRENO

En cimentaciones compensadas que requieren de excavación del terreno para alojarlas, interesa conocer las expansiones producidas por la descarga del mismo.

Las expansiones pueden ser de dos tipos: a "corto plazo y a "largo plazo".

4.6.1 Expansiones a corto plazo

También se denominan elásticas y ocurren inmediatamente a medida que se excava el terreno. Tienen importancia debido a que pueden ocasionar daños a construcciones vecinas por desplazamientos ascendentes diferenciales, y a la propia estructura al cargar con su peso al terreno expandido. Su orden de magnitud permitirá establecer las etapas de excavación y los procedimientos que las limiten a valores mínimos tolerables.

Para fines prácticos, se acepta que la magnitud de los asentamientos por recompresión es del mismo orden que la expansión experimentada por el terreno.

Con objeto de ilustrar el cálculo de expansiones a corto plazo, se anexa el Ejercicio 9.

4.6.2 Expansiones a largo plazo

Este fenómeno es el inverso de la consolidación; implica incrementos en la relación de vacíos y contenido de agua, debidos a la acción de una descarga de larga duración de un terreno de baja permeabilidad.

Las expansiones a largo plazo en suelos arcillosos, ocurren a continuación de las elásticas, cuando una excavación ha permanecido abierta un período de tiempo muy largo, o bien, en cimentaciones sobrecompensadas en las que el peso del suelo excavado es mayor que el peso de la construcción, siendo la carga de sobrecompensación la responsable de esas expansiones.

Cuando se dispone de tiempo suficiente antes de la construcción, existe la alternativa de excavar a una profundidad tal que el peso del suelo extraído, iguale a la carga de sobrecompensación, permitiendo que el terreno se deforme libremente, observando su evolución a partir de nivelaciones de bancos localizados dentro y fuera del área excavada. Sin embargo, en la gran mayoría de las obras esto no es posible, por lo que se recurre a otros artificios para reducir las expansiones a un valor tolerable, como la utilización de lastre, empleo de anclajes o pilotes trabajando a tensión, reducción de la profundidad de desplante, etc.

Un ejemplo de cálculo de expansiones a largo plazo se presenta en el Ejercicio 10.

EJERCICIO 9

Ejemplo de cálculo de expansiones "inmediatas" producidas por la excavación de terrenos arcillosos compresibles.

Para el mismo caso del edificio para aulas tratado en el Ejercicio 6, calcule las expansiones "inmediatas" que se presentarán en el centro y una esquina del área en planta excavada para alojar el cajón de cimentación, desplantado a 2 m bajo la superficie del terreno. Considere los siguientes valores de los parámetros que se requieren para el cálculo:

$$-\Delta p, \text{ decremento de presión} = 2 \text{ m} \times 1.7 \text{ ton/m}^3 = 3.4 \text{ ton/m}^2 = -w$$

$$\mu, \text{ relación de Poisson} = 0.5$$

$$E_1, \text{ módulo de deformación en tensión del Manto Superficial} = 900 \text{ ton/m}^2$$

$$E_2, \text{ módulo de deformación en tensión de la Formación Arcillosa Superior} = 400 \text{ ton/m}^2$$

$$E_3, \text{ módulo de deformación en tensión de la Primera Capa Dura} = 1040 \text{ ton/m}^2$$

$$b, \text{ ancho de la excavación} = 11.90 \text{ m}$$

$$l, \text{ largo de la excavación} = 49.75 \text{ m}$$

SOLUCION

En la superficie la expansión está dada por:

$$S_0 = 0.02 (1 - \mu^2) \frac{\Delta p L}{E} n_0$$

donde:

$$n_0, \text{ número de cuadros cubierto en la Gráfica 1 (pág. 35)}$$

A la profundidad $z' = z - 2$ (en m), la expansión está dada por:

$$S' = 0.01 (1 + \mu) \frac{\Delta p z'}{E} \left[n' + (1 - 2\mu) n_c \right]$$

en que:

$$n', \text{ número de cuadros cubiertos en la Gráfica 2 (pág. 36)}$$

$$n_c, \text{ número de cuadros cubiertos en la Gráfica 3 (pág. 37)} \\ \text{(sólo para corregir por } \mu \neq 0.5 \text{).}$$

módulo Gráfica 2 = 2.6 cm

$$\frac{2.6 \text{ cm}}{4.7 \text{ m}} = \frac{X_1}{11.9} = \frac{Y_1}{49.75} ; X_1 = 6.58 \text{ cm} ; Y_1 = 27.52 \text{ cm}$$

$$\frac{2.6 \text{ cm}}{24.7 \text{ m}} = \frac{X_2}{11.9} = \frac{Y_2}{49.75} ; X_2 = 1.25 \text{ cm} ; Y_2 = 5.24 \text{ cm}$$

$$\frac{2.6 \text{ cm}}{32.0 \text{ m}} = \frac{X_3}{11.9} = \frac{Y_3}{49.75} ; X_3 = 0.97 \text{ cm} ; Y_3 = 4.04 \text{ cm}$$

módulo lámina 1 = 2.6 cm

$$\frac{2.6 \text{ cm}}{4.7 \text{ m}} = \frac{X_1}{11.9} = \frac{Y_1}{49.75} ; X_1 = 6.58 \text{ cm} ; Y_1 = 27.52 \text{ cm}$$

Expansión Manto Superficial

Al centro

$$S_o = 0.02 (1 - 0.5^2) \frac{3.4 \times 4.7}{900} \times 248 = 0.066 \text{ m}$$
$$S' = 0.01 (1 + 0.5) \frac{3.4 \times 4.7}{900} \times 228 = \frac{0.061 \text{ m}}{0.005 \text{ m}} = 0.5 \text{ cm}$$

En esquina

$$S_o = 0.02 (1 - 0.5^2) \frac{3.4 \times 4.7}{900} \times 124 = 0.033 \text{ m}$$
$$S' = 0.01 (1 + 0.5) \frac{3.4 \times 4.7}{900} \times 121 = \frac{0.032 \text{ m}}{0.001 \text{ m}} = 0.1 \text{ cm}$$

Expansión Formación Arcillosa Superior

Al centro

$$S' = 0.01 (1 + 0.5) \frac{3.4 \times 4.7}{400} \times 228 = 0.137$$
$$S' = 0.01 (1 + 0.5) \frac{3.4 \times 24.7}{400} \times 24 = 0.076$$
$$\frac{0.061 \text{ m}}{0.01 \text{ m}} = 6.1 \text{ cm}$$

En esquina

$$S' = 0.01 (1 + 0.5) \frac{3.4 \times 4.7}{400} \times 121 = 0.073$$
$$S' = 0.01 (1 + 0.5) \frac{3.4 \times 24.7}{400} \times 16.5 = 0.052$$
$$\frac{0.021 \text{ m}}{0.01 \text{ m}} = 2.1 \text{ cm}$$

Expansión Primera Capa Dura

Al centro

$$S' = 0.01 (1 + 0.5) \frac{3.4 \times 24.7}{1040} \times 24 = 0.029$$

$$S' = 0.01 (1 + 0.5) \frac{3.4 \times 32}{1040} \times 15 = 0.024$$
$$\frac{0.024}{0.005 \text{ m}} = 0.5 \text{ cm}$$

En esquina

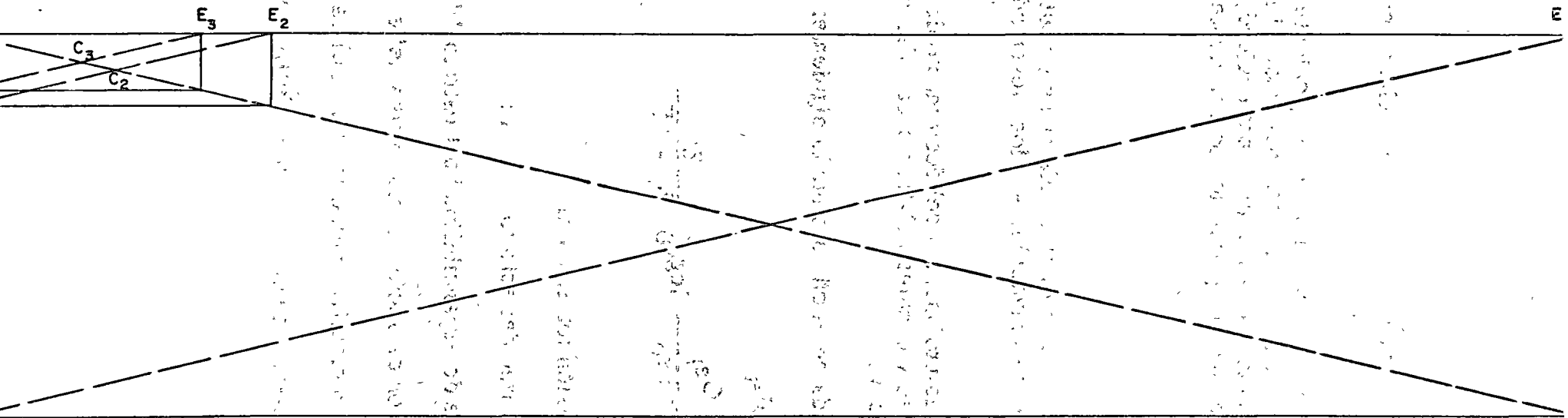
$$S' = 0.01 (1 + 0.5) \frac{3.4 \times 24.7}{1040} \times 16.5 = 0.020$$

$$S' = 0.01 (1 + 0.5) \frac{3.4 \times 32}{1040} \times 11 = 0.017$$
$$\frac{0.017}{0.003 \text{ m}} = 0.3 \text{ cm}$$

$$\text{Expansión total al centro} = 0.5 + 6.1 + 0.5 = 7.1 \text{ cm}$$

$$\text{Expansión total en esquina} = 0.1 + 2.1 + 0.3 = 2.5 \text{ cm}$$

Concluyendo, en virtud de las limitaciones que las condiciones reales del subsuelo imponen al método de cálculo, basado en la teoría de la elasticidad, es suficiente para fines prácticos con decir que las expansiones "inmediatas" serán del orden de 7 y 3 cm en el centro y una esquina del área excavada.



$n'_{E1} = 121$
 $n'_{C1} = 228$
 $n'_{E2} = 16.5$
 $n'_{C2} = 24$
 $n'_{E3} = 11$
 $n'_{C3} = 15$

$n_{OE1} = 124$
 $n_{OC1} = 248$

EJERCICIO 10

Ejemplo de cálculo de expansiones "a largo plazo" por excavación de terrenos arcillosos compresibles.

Para el mismo caso tratado en el Ejercicio 6, calcule la magnitud de las expansiones "a largo plazo" que tendrían lugar si la excavación que alojaría el cajón desplantado a 2.0 m de profundidad, permaneciera abierta y sin lastre de ningún tipo un tiempo suficientemente grande para que ocurran.

SOLUCION

- 1o. Los diagramas de presiones totales, efectivas y neutrales en el subsuelo previamente a la excavación, son los presentados en la Fig. 8 del ejercicio 7.
- 2o. La distribución con la profundidad del decremento de presión efectiva $-\Delta\bar{\sigma}$ en el centro y esquina del área excavada, se incluyen en la Fig. 9 del ejercicio 7.
- 3o. La expresión aplicada en el cálculo fue la siguiente:

$$\Delta H = \Delta H_i$$

$$\Delta H_i = H_i \frac{C_{e_i}}{1+e_{o_i}} \log_{10} \frac{\bar{\sigma}_i}{\bar{\sigma}_i - \Delta\bar{\sigma}_i}$$

donde:

ΔH = expansión total, en m

ΔH_i = expansión del estrato "i", en m

C_{e_i} = índice de expansibilidad del estrato "i"

e_{o_i} = relación de vacíos inicial media del estrato "i"

$\bar{\sigma}_i$ = presión efectiva inicial media en el estrato "i"

$\Delta\bar{\sigma}_i$ = incremento medio de presión efectiva en el estrato "i"

Al centro del área excavada se tiene:

ESTRATO No.	C _e	$\bar{\sigma}$ ton/m ²	e _o	$\Delta\bar{\sigma}$ ton/m ²
1'	0.057	5.95	2.28	3.39
2	0.39	9.40	8.29	3.17
3	0.073	17.00	3.01	2.63
4	0.44	20.85	6.24	2.20

$$\Delta H_1 = 4.70 \frac{0.057}{1+2.28} \log_{10} \frac{5.95}{5.95-3.39} = 0.03$$

$$\Delta H_2 = 5.65 \frac{0.39}{1+8.29} \log_{10} \frac{9.40}{9.40-3.17} = 0.04$$

$$\Delta H_3 = 5.95 \frac{0.073}{1+3.01} \log_{10} \frac{17.00}{17.00-2.63} = 0.01$$

$$\Delta H_4 = 2.60 \frac{0.44}{1+6.24} \log_{10} \frac{20.85}{20.85-2.20} = 0.01$$

$$0.09 \approx \underline{\underline{0.10 \text{ m}}}$$

En la esquina del área excavada se tiene:

ESTRATO No.	C _e	$\bar{\sigma}$ ton/m ²	e _o	$\Delta\bar{\sigma}$ ton/m ²
1'	0.057	5.95	2.28	0.85
2	0.39	9.40	8.29	0.79
3	0.073	17.00	3.01	0.66
4	0.44	20.85	6.24	0.55

$$\Delta H_1 = 4.70 \frac{0.057}{1+2.28} \log_{10} \frac{5.95}{5.95-0.85} = 0.01$$

$$\Delta H_2 = 5.65 \frac{0.39}{1+8.29} \log_{10} \frac{9.40}{9.40-0.79} = 0.01$$

$$\Delta H_3 = 5.95 \frac{0.073}{1+3.01} \log_{10} \frac{17.00}{17.00-0.66} = 0.002$$

$$\Delta H_4 = 2.60 \frac{0.44}{1+6.24} \log_{10} \frac{20.85}{20.85-0.55} = \frac{0.002}{0.024} \approx \underline{\underline{0.02 \text{ m}}}$$

4.7 DISTRIBUCION DE PRESIONES DE CONTACTO

Se llama "presión de contacto" a la presión que actúa entre la base del cimiento y el terreno de cimentación. Tiene importancia en el diseño de cimientos ya que determina la distribución de fuerzas cortantes y momentos flexionantes.

Bajo un área superficial uniformemente cargada, equivalente a una cimentación idealmente flexible, el cimiento se deformará según la Fig. 10, siendo también uniforme la distribución de la presión de contacto.

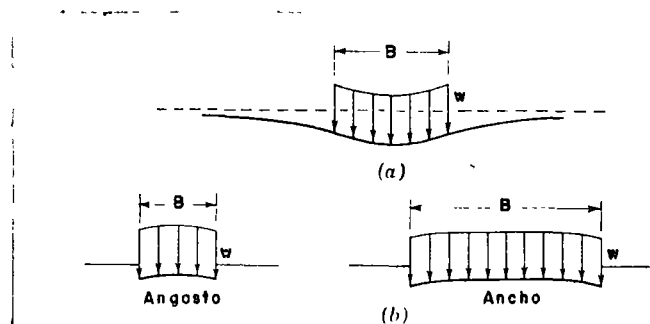


Fig. 10. Distribución de asentamientos bajo una carga uniforme (cimiento idealmente flexible): (a), en material idealmente elástico, como arcilla saturada; (b), en material elástico cuya rigidez aumenta con la presión de confinamiento, como arena y grava (Sowers, 1962).

Si el cimiento es rígido, la distribución de presiones será de las formas indicadas en la Fig. 11, según el tipo de suelo.

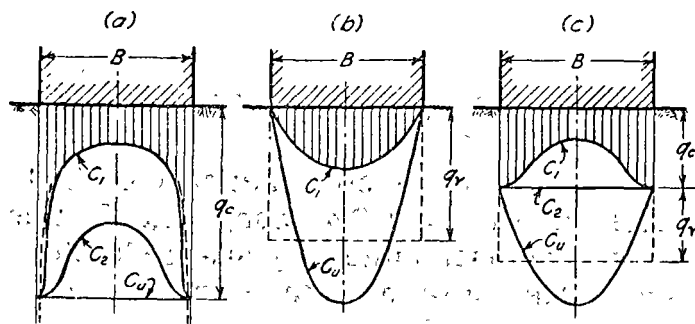


Fig. 11. Distribución de presiones de contacto en la base lisa de un cimiento rígido: (a), en material elástico ideal; (b), en suelo granular (arena); (c), en un suelo intermedio. Las curvas C_u indican la distribución de presiones cuando la zapata es llevada a la falla. (Terzaghi-Peck, 1967).

Es común que en el diseño de un cimiento se considere que la presión de contacto es uniforme. En el caso de cimientos rígidos desplantados en arena, esa consideración conduce a un diseño conservador, pero en arcilla, donde la presión es mayor en los bordes, quedará del lado inseguro. Sin embargo, en general, los factores de seguridad empleados en el diseño estructural son suficientes para absorber los esfuerzos en exceso.

En el diseño de cimentaciones rígidas, de grandes dimensiones, como losas y cajones, desplantados en suelo compresible, es importante tomar en cuenta la distribución no uniforme de la presión de contacto. Las consideraciones al respecto se tratarán en el Tema 6, aunque por lo general se diseñan como techos invertidos sujetos a una presión de contacto uniforme.

4.8 ASENTAMIENTO ADMISIBLE O TOLERABLE

A continuación se presenta una fotocopia del artículo incluido en el libro *Mecánica de Suelos*, de Lambe y Whitman, Edit. Limusa-Wiley, 1972, que resume los tipos de asentamiento y sus limitaciones para diversas estructuras, aceptadas por la mayoría de los autores.

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 presenta 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,

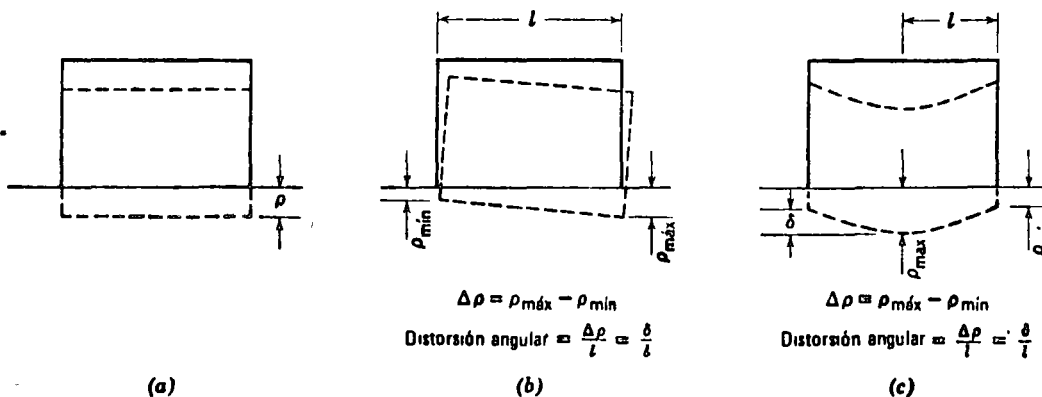


Fig. 14.6. Tipos de asentamiento. a) Asentamiento uniforme. b) Vuelco. c) Asentamiento no uniforme.

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.	
		Chimeneas, silos, placas	3-12 plg.	
Inclinación o giro	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.

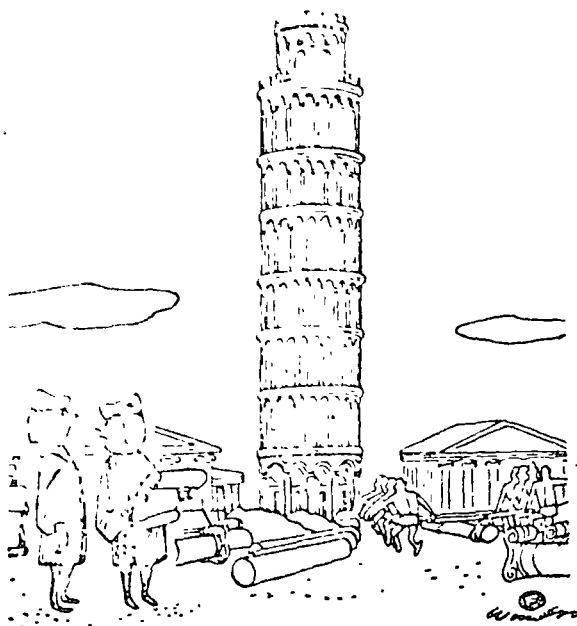
Como se muestra en la Fig. 14.6 ρ_{\max} indica el asentamiento máximo y ρ_{\min} el mínimo. El asentamiento diferencial ($\Delta\rho$) entre dos puntos es la diferencia entre el asentamiento máximo y el mínimo. El asentamiento diferencial también se caracteriza por la *distorsión angular* δ/l que es 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. Podría 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.

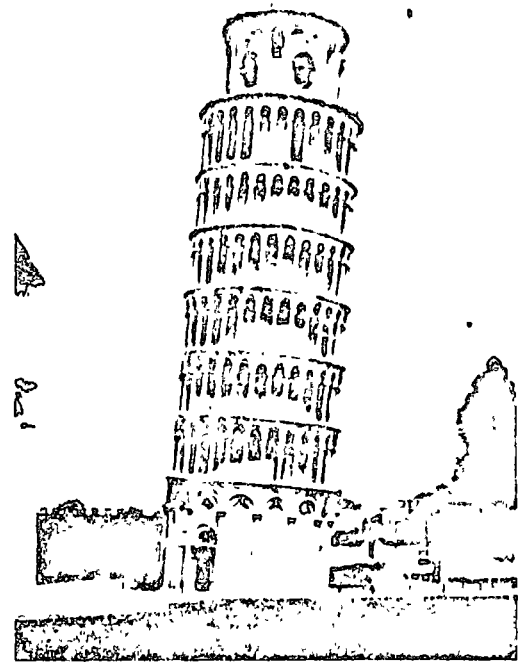
Asentamiento total

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 alcantarilla) 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 aun 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 acilla blanda, próximo a la costa, puede asentar, quedando por debajo del nivel del agua.



"¡Si, he escatimado un poco en la cimentación pero eso no se sabrá nunca!"

(a)



(b)

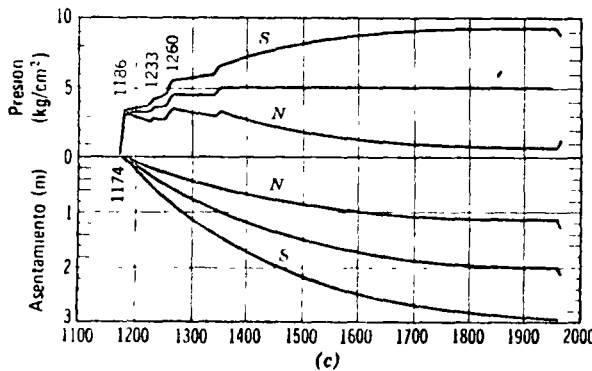


Fig 14.7 Torre inclinada de Pisa. a) Tomado de la Conferencia sobre Asentamientos, ASCE 1964. b) y c) Según Terracina.

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 150 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.

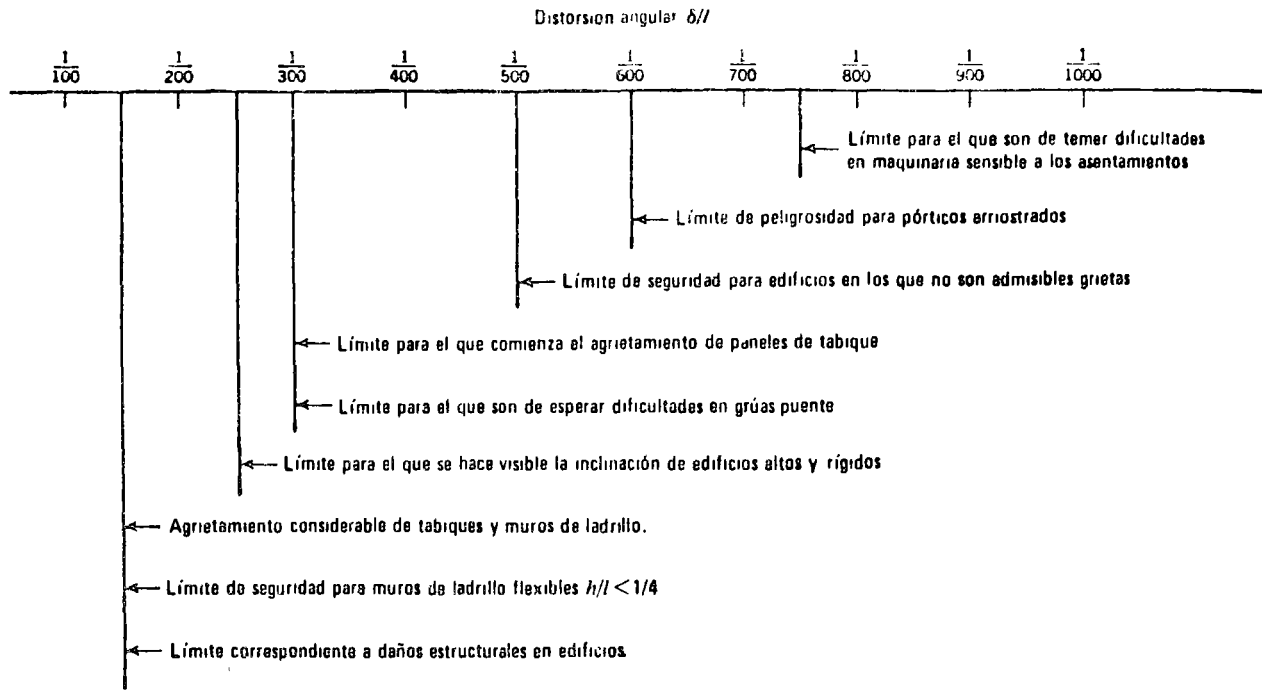


Fig. 14.8 Distorsiones angulares límites (Segun Bjerrum, 1963a)

Relación entre el asentamiento total y el diferencial (o no uniforme).

Como se ha indicado anteriormente, en el proyecto de una cimentación tiene mas 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 practicamente 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 = 1/800 = 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.

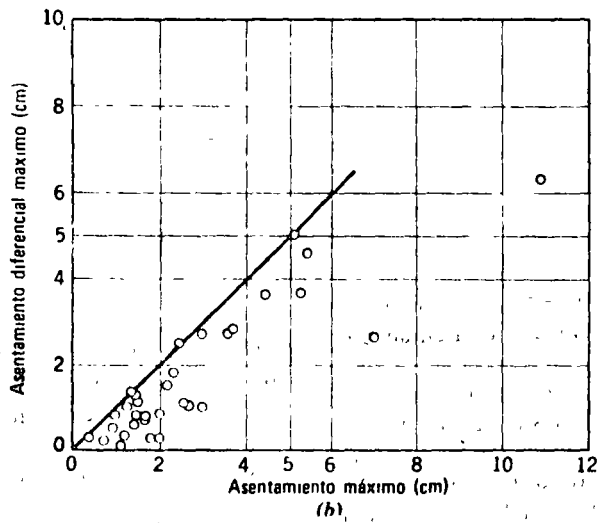
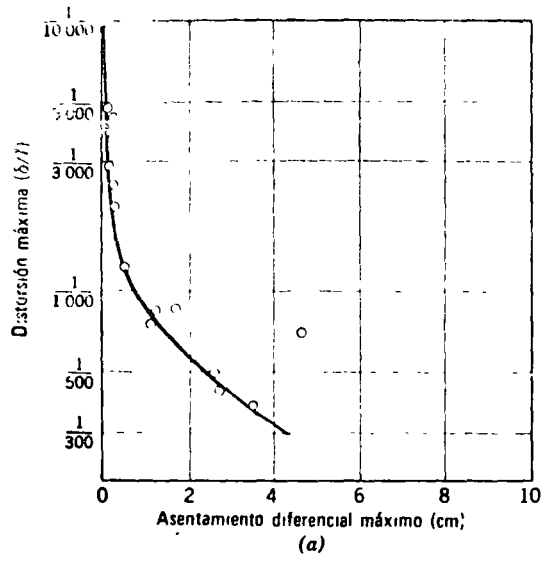


Fig. 14.9 Asentamiento de estructuras cimentadas sobre arena (Según Bjerrum, 1963a y 1963b)

CENTRO DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA, UNAM

PARTE 3 DEL TEMA 4:
ASENTAMIENTO DE CIMENTACIONES SOMERAS
DEL CURSO:
DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES SOMERAS

7 de marzo de 1974

Guillermo Springall C.

5.9 ASENTAMIENTO POR VIBRACION

5.9.1 Suelos no susceptibles a licuación

Las estructuras desplantadas en suelos granulares, en particular en arena de baja compacidad, son susceptibles a sufrir asentamientos por vibración. Esta produce una disminución de la relación de vacíos por reacomodo de las partículas; la influencia del peso de la estructura es poco significativa.

La vibración puede ser causada por el funcionamiento de maquinaria, tráfico, hincas de pilotes, explosiones y sismo.

No existe un método apropiado para evaluar el asentamiento de estructuras bajo la influencia de solicitaciones debidas a vibración. Sin embargo, el problema puede acotarse calculando el asentamiento máximo que se produciría en un estrato granular al variar la relación de vacíos natural a la correspondiente al estado más compacto; esta condición representaría la más severa y difícilmente llega a presentarse en la realidad. El cálculo se basa en la siguiente expresión:

$$\Delta H_{\text{máx}} = \frac{e_{\text{nat}} - e_{\text{mfn}}}{1 + e_{\text{nat}}} H \quad (21)$$

donde:

$\Delta H_{\text{máx}}$, asentamiento máximo, en cm

e_{nat} , relación de vacíos de la arena en su estado natural

e_{mfn} , relación de vacíos mínima, correspondiente al estado más compacto de la arena

H , espesor del estrato, en cm.

Este criterio requiere de la determinación de la e_{nat} mediante pruebas in situ, y de la e_{mfn} en el laboratorio, provocando el estado más compacto en la arena.

Si el asentamiento es excesivo e intolerable, deberá emplearse otro tipo de cimentación o provocar antes de la construcción la compactación de la arena, a partir de la aplicación de diversos procedimientos, como vibrocompactación, vibroflotación, pilotes hincados a percusión, etc.

En suelos arcillosos generalmente es despreciable el asentamiento por la causa citada.

5.9.2 Suelos susceptibles a licuación

El fenómeno de licuación ocurre en ciertos suelos en estado suelto, al tender a disminuir de volumen cuando son sometidos a esfuerzos cortantes. Si el agua que constituye la fase líquida no es expulsada rápidamente, la presión de poro no se disipa y la resistencia al corte se reduce, produciéndose el fenómeno de licuación, caracterizado por asentamientos súbitos comunmente de consecuencias catastróficas.

La experiencia ha mostrado que los suelos susceptibles al fenómeno de licuación son aquellos granulares finos, de graduación uniforme, de partículas redondeadas, en estado suelto y sumergidos.

Como ejemplo de un fenómeno de licuación parcial se cita el ocurrido en el Macrosismo de Jáltipan (Marsal, 1961), el 26 de agosto de 1959, donde las cimentaciones superficiales (zapatas) de varios edificios de Marina y Puertos Libres fallaron con asentamientos hasta de 1 m.

5.10 SUELOS EXPANSIVOS

Algunos suelos arcillosos son susceptibles a experimentar cambios volumétricos importantes al cambiar su contenido de agua, presentando como consecuencia expansiones al aumentar, y contracciones, al disminuir. Los depósitos de estos suelos generalmente se encuentran superficiales, sin embargo, algunos autores han reportado la presencia de estratos delgados a profundidades hasta de 60 m.

Los suelos expansivos pueden cuantificarse en función de algunas de sus propiedades índice, caracterizándose principalmente por presentar valores altos de su límite líquido y de su índice plástico. En la tabla siguiente se presenta el criterio propuesto por W.G. Holtz, para la identificación de arcillas expansivas. En las hojas 89 y 90 se muestran dos gráficas propuestas, con la misma finalidad, por Vijayvergiya y Ghazzaly.

Criterio de W. G. Holtz

Datos de pruebas de indentificación			Expansión probable. Cambio volumétrico en % (seco a saturado)	Grado de expansión
Contenido coloidal (% < 0.001 mm)	Índice de plasticidad	Límite de contracción		
> 28	> 35	< 11	> 30	muy alto
20 - 31	25 - 41	7 - 12	20 - 30	alto
13 - 23	15 - 28	10 - 16	10 - 20	medio
< 15	< 18	> 15	< 10	bajo

Por otro lado, en las zonas urbanas donde existen este tipo de suelos, su presencia es evidenciada por la experiencia local, basada en el comportamiento que presentan las estructuras ligeras sobre ellos construídas.

Cuando se tiene la evidencia o se sospecha la presencia de estos suelos, deberán obtenerse muestras inalteradas que permitan determinar en laboratorio sus características de deformación y su presión de expansión. La prueba más comunmente utilizada para medir dichos parámetros, es la denominada de saturación bajo carga, la cual consiste en ensayar en un consolidómetro juegos de 3 a 4 probetas. Cada espécimen se confina lateralmente con un anillo rígido y se somete a una presión axial dada, midiéndosele su deformación bajo la presión aplicada, tanto en su estado natural como saturado. La secuencia entre la aplicación de la carga y la saturación del espécimen, se elige conforme al proceso que desée representarse. Cabe agregar que durante la ejecución de los ensayes podrá medirse, dependiendo del equipo de laboratorio utilizado, la presión de expansión o bien, con base en los resultados obtenidos al ensayar un juego de probetas, estimar el valor de la misma.

En las hojas 91 a 94 se muestran los resultados de este tipo de ensayos, realizado en un suelo típico del Bajío. Se agregan en dichas hojas algunos datos de propiedades índice, que permiten identificarlos de acuerdo a los criterios arriba mencionados.

La cimentación de estructuras en suelos expansivos requiere de diseños especiales, basados en una interpretación racional de los resultados de laboratorio y de las observaciones de campo, incluyendo el estudio del comportamiento de estructuras existentes, vecinas al área en estudio. Las soluciones más usuales son las siguientes:

- a) retiro parcial o total del suelo expansivo, sustituyéndolo con material granular. La profundidad de la excavación dependerá del espesor del suelo indeseable y de la presión de expansión
- b) utilización de elementos estructurales capaces de admitir sin dañarse las deformaciones a que quedarán sujetos
- c) utilización de zapatas en las que se concentren las cargas, con objeto de que al transmitir al suelo una presión mayor que la de expansión se evite su levantamiento
- d) uso de elementos de cimentación profundos, alojados en suelos no expansivos. En el análisis y diseño de estas cimentaciones deberá tomarse en cuenta la tensión que pueda presentarse a lo largo del fuste de las pilas o pilot es

Los pisos de planta baja suelen ser los más afectados y en ocasiones, cuando es económico, se sustituyen por losas

GRADO DE EXPANSION

baja

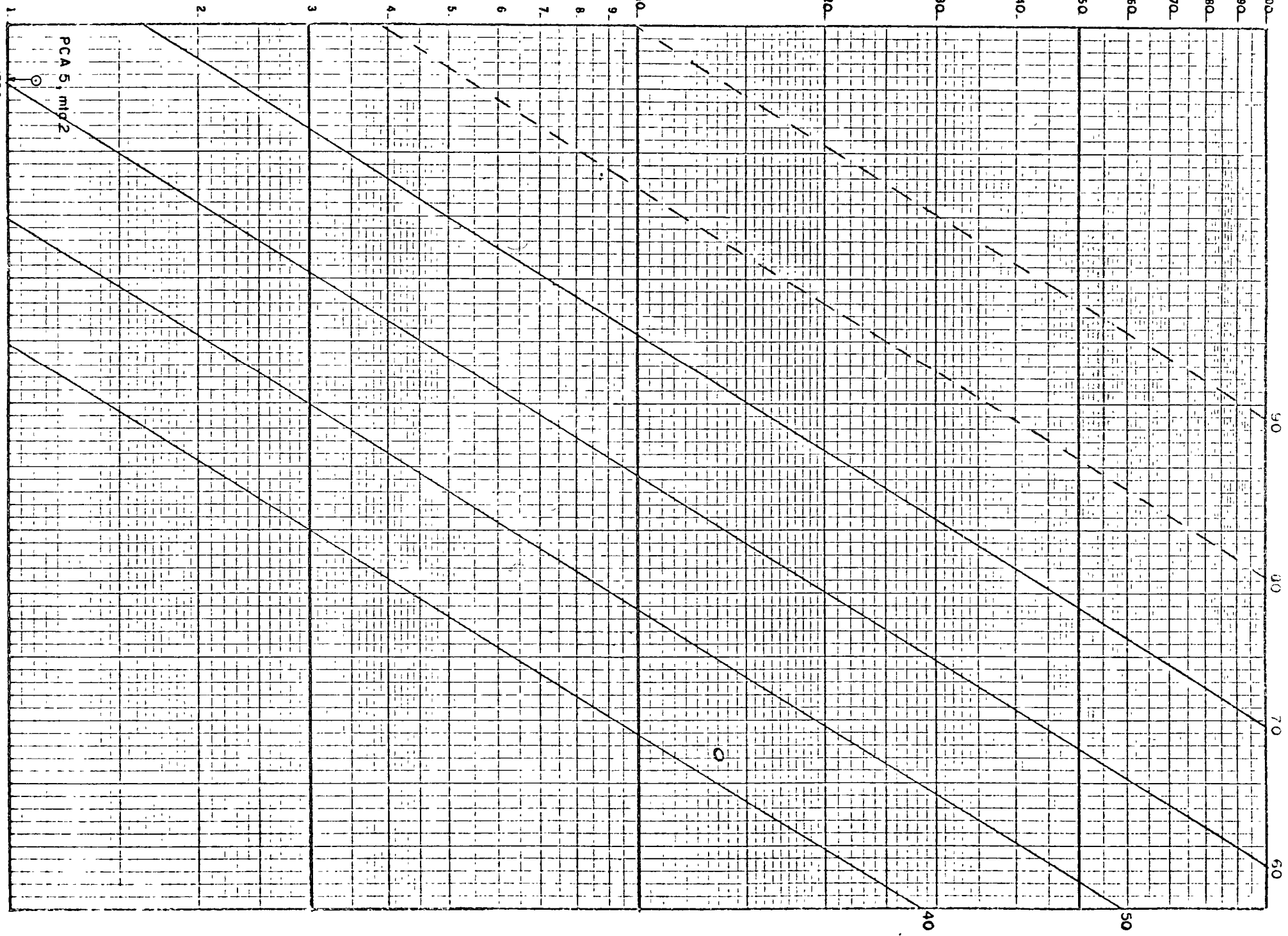
media

alta

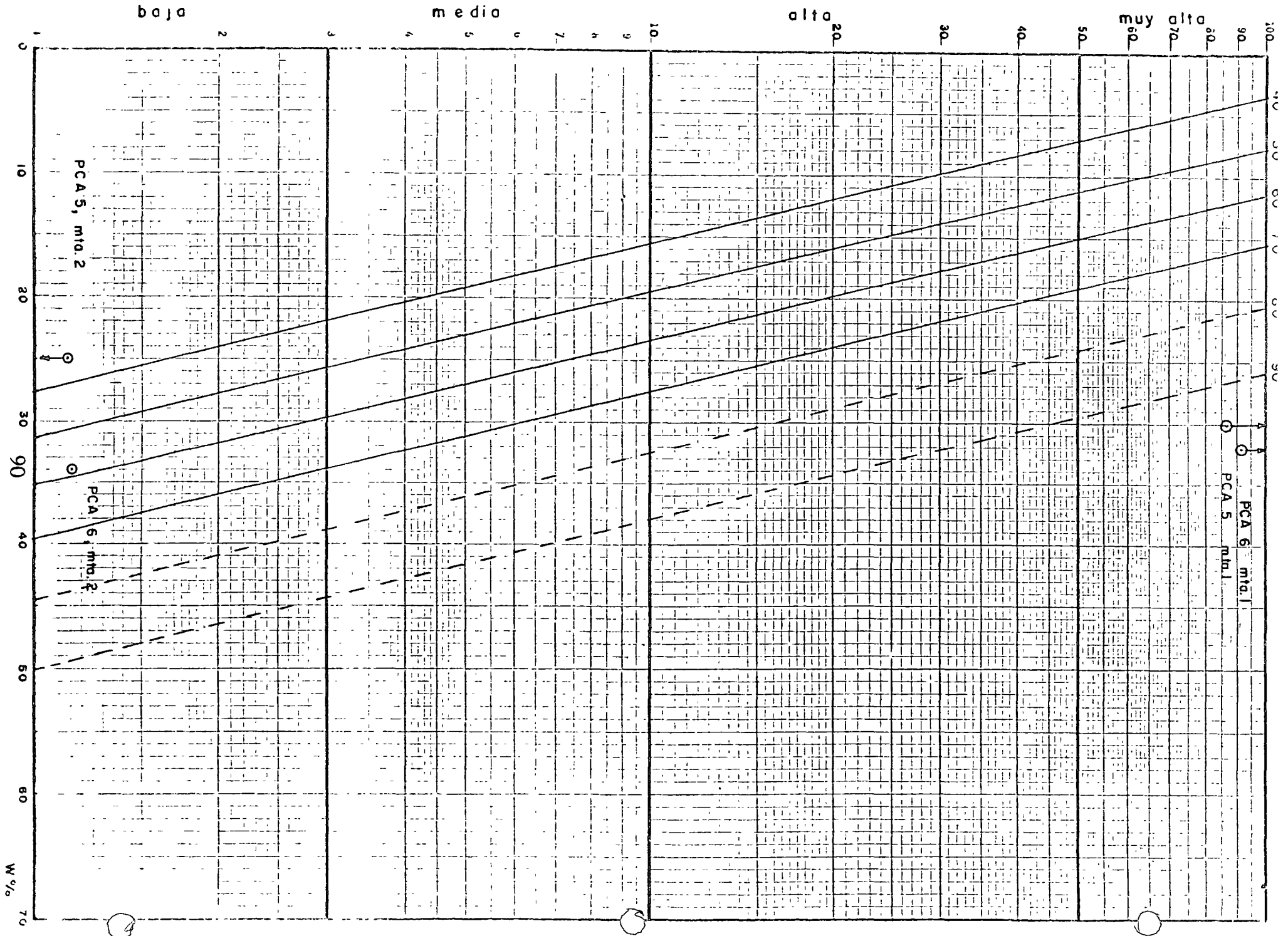
muy alta

F-exp 100/m²

Grado de Liquidez (%)



GRADO DE EXPANSION



POZO PCA-5
 Muestra No. 1
 Elevación. -0.40 m
 NAF = 18.0 m

PROBETA	PRE- SION.	ESTADO NATURAL				SATURADO BAJO CARGA				DEF. FINAL
		W_i	e_i	G_i	ϵ_{nat}	W_f	e_f	G_f	ϵ_{sat}	
	Kg/cm ²	%	%	%	%	%	%	%	%	
1	0.125	28.1	0.88	79.8	0.8	37.9	0.92	100	-3.9	-3.1
2	0.25	30.0	0.90	85.8	1.3	38.9	0.96	100	-2.0	-0.7
3	0.50	31.3	0.91	86.0	1.8	38.6	0.96	100	-0.5	1.3
4	1.00	28.6	0.90	79.4	2.4	38.2	0.94	100	+0.4	2.8

(+) Compresión ; (-) Expansión

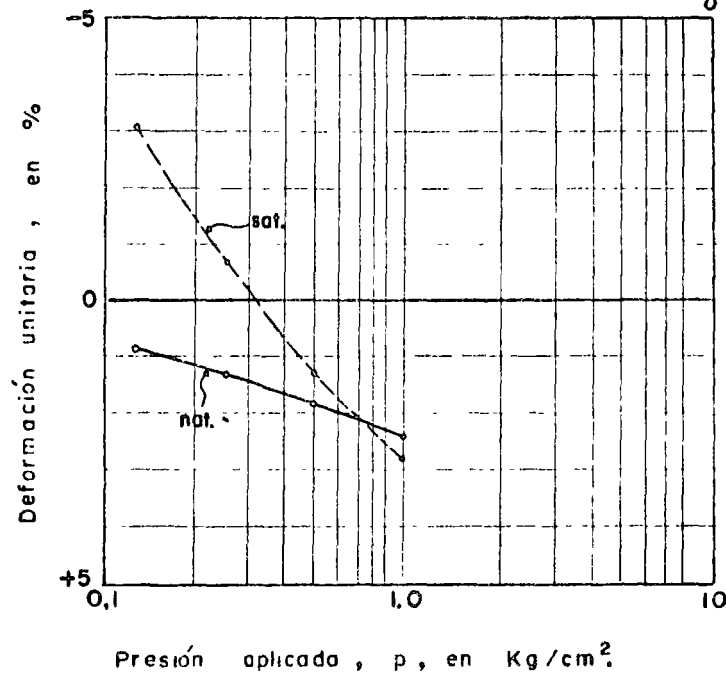
Otros datos;

LL = 113

IP = 86

LC = 10

$\gamma_d = 1.25 \text{ ton/m}^3$



ENSAYES DE SATURACION BAJO CARGA

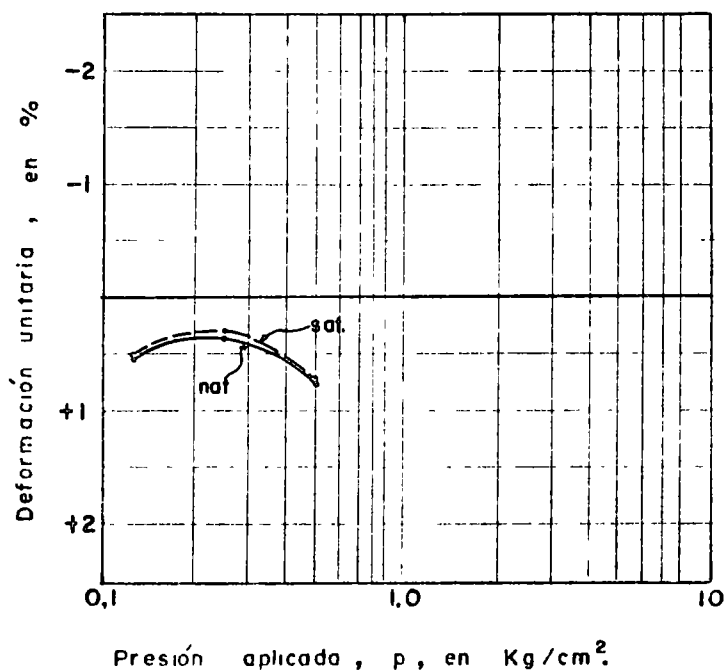
POZO PCA-5
 Muestra No. 2
 Elevación.- 0.75 m
 NAF: - 18.0 m

PROBETA	PRE- SION.	ESTADO NATURAL				SATURADO BAJO CARGA				DEF. FINAL
		W_i	e_i	G_i	ϵ_{nat}	W_f	e_f	G_f	ϵ_{sat}	
	Kg/cm. ²	%	%	%	%	%	%	%	%	
1	0.125	25.0	0.68	85.5	0.52	28.2	0.67	97.6	-0.02	+0.50
2	0.25	23.5	0.72	76.0	0.37	28.3	0.71	92.5	-0.02	+0.35
3	0.50	20.8	0.75	64.6	0.72	28.2	0.74	88.8	-0.02	+0.70

Otros datos:

(+) Compresión ; (-) Expansión

LL = 34
 IP = 8
 LC = 22
 $\gamma_d = 1.29 \text{ ton/m}^3$



ENSAYES DE SATURACION BAJO CARGA

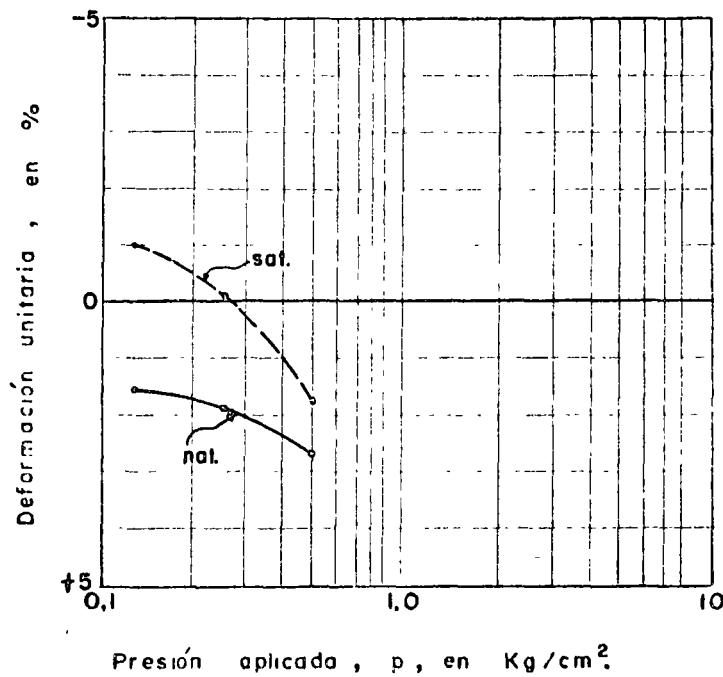
POZO PCA 6
 Muestra No. 1
 Elevación. - 0.35 m
 NAF = 18.0 m

PROBETA	PRE-	ESTADO NATURAL				SATURADO BAJO CARGA				DEF.
	SION.	W_i	e_i	G_i	ϵ_{nat}	W_f	e_f	G_f	ϵ_{sat}	FINAL
	Kg/cm ²	%		%	%	%		%	%	%
1	0.125	32.0	1.05	76.4	1.6	41.9	1.08	97.4	-2.6	-1.0
2	0.25	33.8	1.07	79.3	1.9	42.5	1.08	98.8	-2.0	-0.1
3	0.50	28.5	1.03	69.5	2.6	38.5	0.99	97.6	-0.8	+1.8

Otros datos;

(+) Compresión ; (-) Expansión

LL = 106
 IP = 77
 LC = 11
 $\gamma_d = 1.23 \text{ ton/m}^3$



ENSAYES DE SATURACION BAJO CARGA

POZO PCA 6
 Muestra No. 2
 Elevación.- 0.85 m
 NAF = 18.0 m

PROBETA	PRE- SION. Kg/cm. ²	ESTADO NATURAL				SATURADO BAJO CARGA				DEF. FINAL %
		W _i	e _i	G _i	ε _{nat}	W _f	e _f	G _f	ε _{sat}	
		%		%	%	%		%	%	
1	0.125	33.81	1.25	71.7	+0.87	39.6	1.23	85.2	-0.19	+0.68
2	0.25	33.80	1.21	74.7	+0.76	38.9	1.20	85.9	-0.11	+0.65
3	0.50	31.44	1.16	71.8	+3.5	36.9	1.08	90.5	0	+3.5

Otros datos

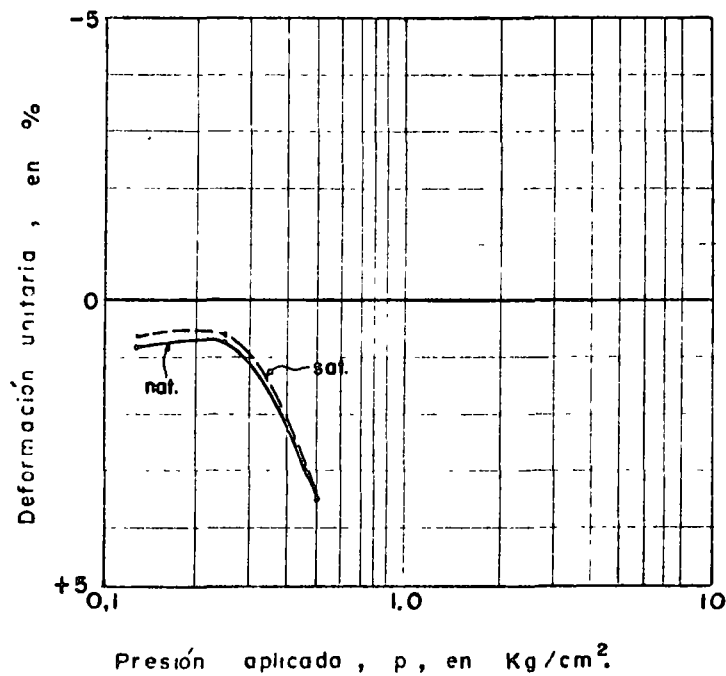
LL = 58

IP = 18

LC = 29

γ_d = 1.15 ton/m³

(+) Compresión ; (-) Expansión



ENSAYES DE SATURACION BAJO CARGA

5.11 SOCAVACION

El siguiente ejercicio es un ejemplo de un caso real del cálculo de la profundidad de socavación, bajo la cual deberán desplantarse los cimientos de un puente para evitar su falla por este fenómeno.

EJERCICIO 11

Se pretende resolver el cruce de un camino con el Rfo Mixteco, en el Edo. de Puebla, mediante un puente de 60 m de longitud total cubierta con tres claros. Según el proyecto de alineamiento horizontal, el tramo central de puente se desarrolla en una recta normal a la corriente, tangente a sendas curvas en sus extremos.

En la Fig. 1 anexa se presenta el perfil topográfico del terreno y estratigráfico del subsuelo a lo largo del eje del cruce, definido este último en base a cuatro sondeos de exploración. En la Fig. 2 se proporcionan las distribuciones granulométricas de algunas muestras, determinadas por el método de análisis mecánico por mallas, las cuales se considerarán representativas del material granular localizado sobre la roca basal.

De estudios efectuados previamente, se conoce que el gasto de diseño para un período de retorno de cinco años es de $900 \text{ m}^3/\text{seg}$, con velocidad media de $3.45 \text{ m}^3/\text{seg}$. El ancho del cauce en la sección transversal por el eje es de 53 m y la profundidad media en la sección es de 4.88 m.

Por lo que respecta a las pilas, éstas tendrán frentes redondeados, un ancho $b = 1.5 \text{ m}$ y un largo $l = 5 \text{ m}$; se construirán alineadas con la dirección de la corriente.

De acuerdo a los datos proporcionados, considerando que el cauce del río es bien definido y con rugosidad uniforme, se solicita calcular las socavaciones general transversal y local en las pilas centrales, situadas en la posición de los sondeos S-2 y 3. Determine desde el punto de vista de la socavación total, suma de las dos anteriores, el tipo de cimentación que resulte conveniente para dichas pilas.

SOLUCION

1o. Calcule el diámetro medio, en mm, de las partículas del fondo aplicando la expresión

$$d_m = 0.01 \sum d_i P_i$$

donde:

d_i , diámetro medio, en mm, de una fracción "i" en la curva granulométrica de la muestra total que se analiza

p_i , peso en % de la fracción "i" respecto al peso total de la muestra

A CHAUTLA, PUE 0+160 0+170 0+180 0+190 0+200 0+210 0+220 0+

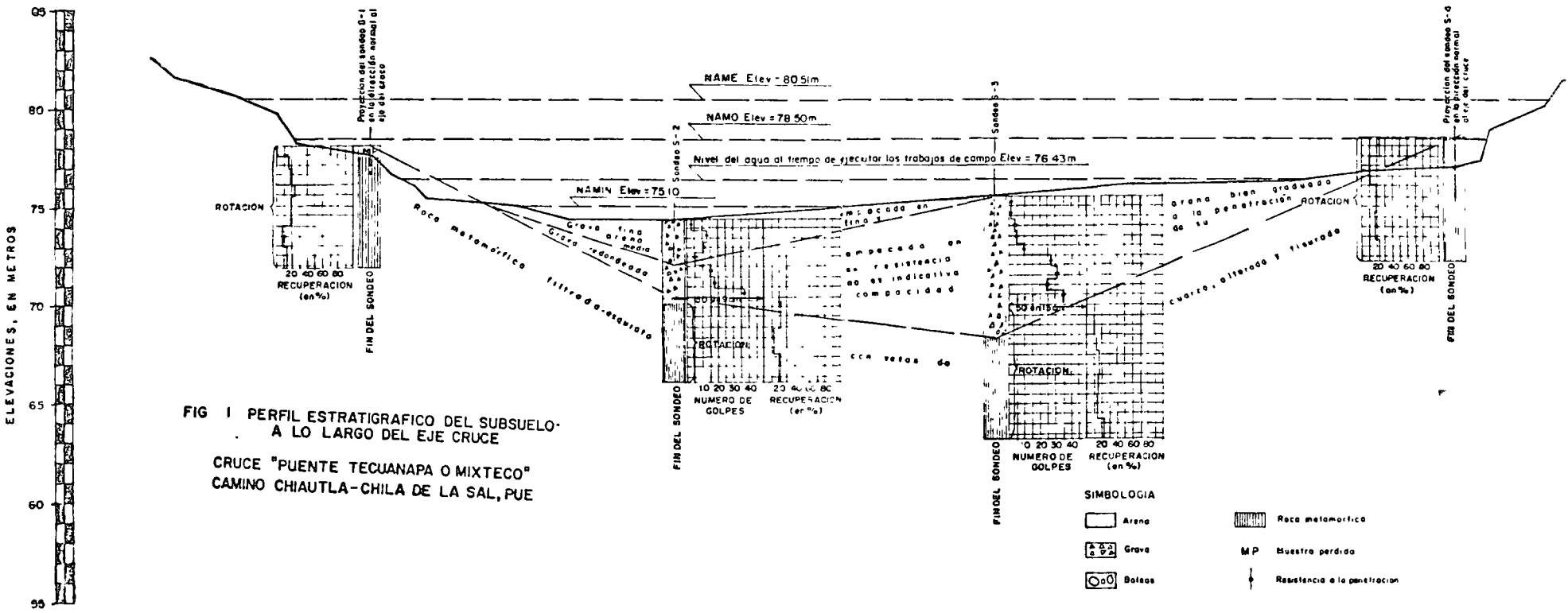


FIG 1 PERFIL ESTRATIGRAFICO DEL SUBSUELO A LO LARGO DEL EJE CRUCE
 CRUCE "PUENTE TECUANAPA O MIXTECO"
 CAMINO CHIAUTLA-CHILA DE LA SAL, PUE

ANALISIS GRANULOMETRICO

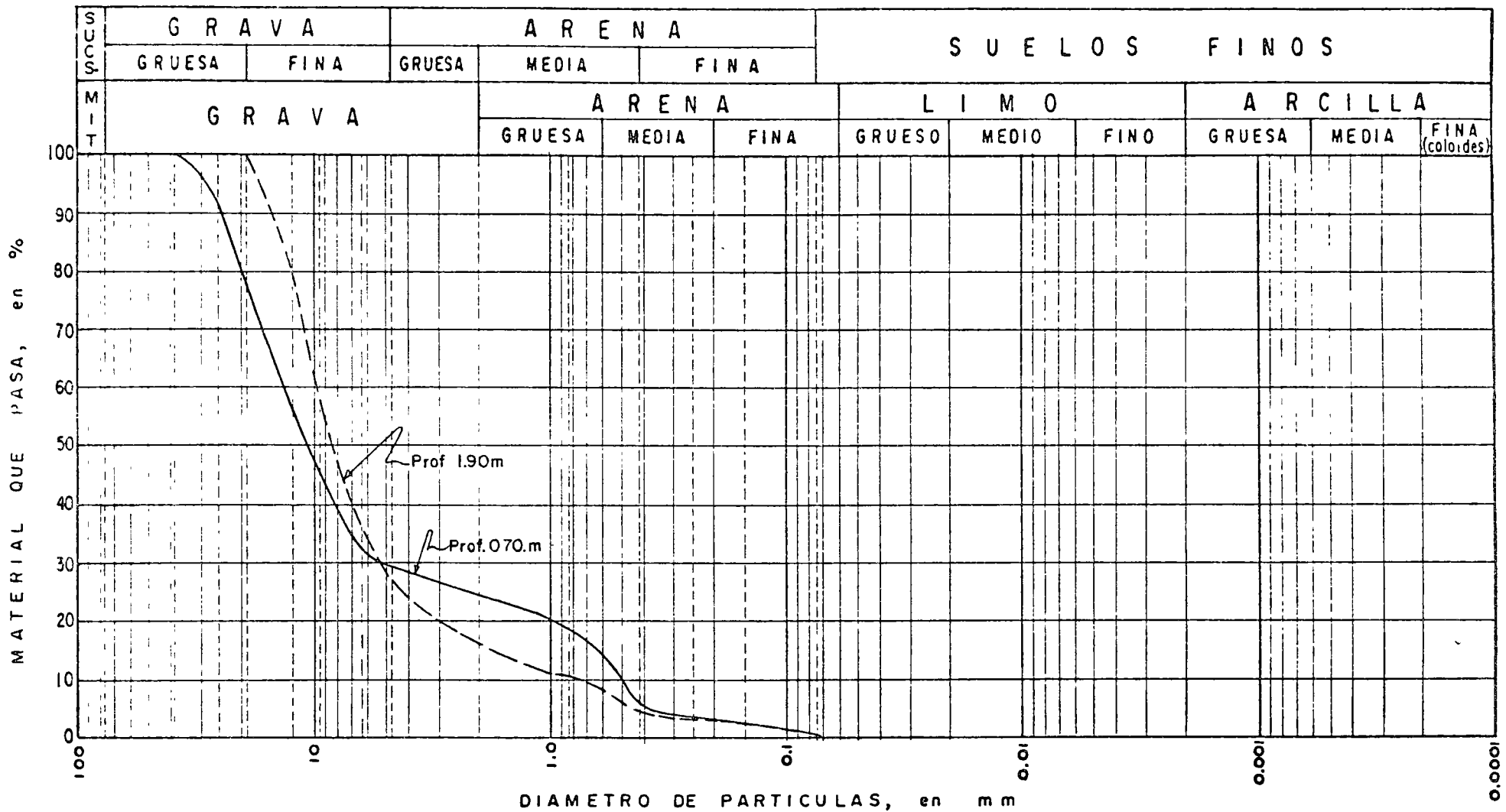


FIG. 2 CARACTERISTICAS GRANULOMETRICAS DE LOS SUELOS SONDEO S-3
 CRUCE: "PUENTE TECUANAPA O MIXTECO"
 CAMINO: CHIAUTLA-CHILA DE LA SAL, PUE.

Fracción	Diámetro máximo	Diámetro mínimo	Diámetro medio (d _p)	P ₁ Sondeo S-3 Prof. 0.70 m	d ₁ P ₁	P ₁ ' Sondeo S-3 Prof. 1.90 m	d ₁ P ₁ '
No.	(mm)	(mm)	(mm)	%	(mmx10 ²)	%	(mmx10 ²)
1	38.1	25.4	31.75	8.6	273.05	—	—
2	25.4	19.1	22.25	13.8	307.05	—	—
3	19.1	12.7	15.90	22.4	356.16	19.70	313.23
4	12.7	9.52	11.11	14.7	163.32	22.60	251.09
5	9.52	6.35	7.94	7.8	61.93	21.20	168.33
6	6.35	4.76	5.56	3.4	18.90	9.60	53.38
7	4.76	2.00	3.38	5.3	17.91	10.80	36.50
8	2.00	0.84	1.42	5.2	7.38	5.70	8.09
9	0.84	0.42	0.63	13.6	8.57	6.10	3.84
10	0.42	0.25	0.34	1.9	0.65	1.20	0.41
11	0.25	0.149	0.20	0.9	0.18	0.80	0.16
12	0.149	0.074	0.11	1.8	0.20	1.60	0.18
					Σ = 1215.30		Σ = 835.21

$$d_{m_{0.70}} = 0.01 \times 1215.30 = 12.15 \text{ mm}$$

$$d_{m_{1.90}} = 0.01 \times 835.21 = 8.35 \text{ mm}$$

Se tomará un valor promedio del diámetro medio de 10 mm.

2o. Calcúlese el valor del parámetro α a partir de la expresión:

$$\alpha = \frac{Q_d}{H_m^{5/3} B_e \mu}$$

donde:

Q_d , gasto de diseño, en m³/seg

H_m , tirante medio de agua en la sección original, en m

B_e , ancho efectivo de la superficie del líquido en la sección transversal, descontando el ancho de las pilas, en m

μ , coeficiente de contracción tabulado a continuación, función de la longitud libre entre pilas, en m, y velocidad media de la corriente, en m³/seg

COEFICIENTE DE CONTRACCION μ

LONGITUD LIBRE ENTRE DOS PILAS (CLARO), EN METROS

VELOCIDAD MEDIA EN LA SECCION, EN M/SEG

	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
MENOR DE 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.00	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.50	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00
2.00	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
2.50	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00
3.00	0.69	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
3.50	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
4.00 ó MAYOR	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99

Sustituyendo valores se obtiene:

$$\alpha = \frac{900}{4.88^{5/3} \times 50 \times 0.93} = 1.38$$

3o. Calcule la socavación general transversal en la posición de las pilas usando la expresión:

$$S = H_s - H_o$$

en que:

S = socavación general en el punto considerado, en m

H_o = profundidad del fondo en el punto considerado antes de la erosión, en m

H_s = profundidad del fondo en el punto considerado después de la erosión, en m, obtenido según la teoría de Lischtvan-Lebediev de la expresión:

$$H_s = \left(\frac{\alpha H_o}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right)^{1/1+x}$$

donde:

β = coeficiente que depende de la probabilidad anual, en %, de que se presente el gasto de diseño, el cual se obtiene de la tabla siguiente:

Probabilidad anual (en %) de que se presente el gasto de diseño.

Coficiente β

100	0.77
50	0.82
20	0.86
10	0.90
5	0.94
2	0.97
1	1.00
0.3	1.03
0.2	1.05
0.1	1.07

x = exponente función del diámetro medio de partículas del fondo " d_m ", según se tabula a continuación:

$d(\text{mm})$	x	$\frac{1}{1+x}$	$d(\text{mm})$	x	$\frac{1}{1+x}$
0.05	0.43	0.70	40.00	0.30	0.77
0.15	0.42	0.70	60.00	0.29	0.78
0.51	0.41	0.71	90.00	0.28	0.78
1.00	0.40	0.71	140.00	0.27	0.79
1.50	0.39	0.72	190.00	0.26	0.79
2.50	0.38	0.72	250.00	0.25	0.80
4.00	0.37	0.73	310.00	0.24	0.81
6.00	0.36	0.74	370.00	0.23	0.81
8.00	0.35	0.74	450.00	0.22	0.83
10.00	0.34	0.75	570.00	0.21	0.83
15.00	0.33	0.75	750.00	0.20	0.83
20.00	0.32	0.76	1000.00	0.19	0.84
25.00	0.31	0.76			

α , H_s , H_o y d_m son los mismos parámetros ya definidos.

Sustituyendo valores:

$$H_s = \left(\frac{1.38 H_o^{5/3}}{0.68 \cdot 0.86 \cdot 10^{0.28}} \right)^{0.71} = 1.16 H_o^{1.18}$$

en la posición del sondeo S-2

$$\begin{aligned} H_o &= 5.91 \text{ m} \\ H_s &= 9.44 \text{ m} \\ S &= 3.55 \text{ m} \end{aligned}$$

en la posición del sondeo S-3

$$\begin{aligned} H_o &= 4.88 \text{ m} \\ H_s &= 7.53 \text{ m} \\ S &= 2.65 \text{ m} \end{aligned}$$

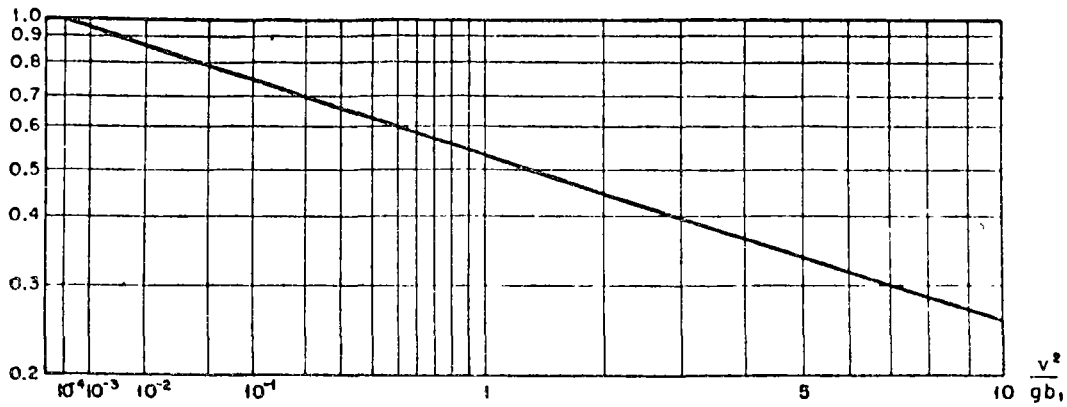
4o. Calcule la socavación local en las pilas aplicando el criterio de Yaroslavtziev, que propone la expresión:

$$S_o = K_f K_v (e + K_H) \frac{V^2}{g} - 0.30 d$$

S_o = profundidad de la socavación local, en m.

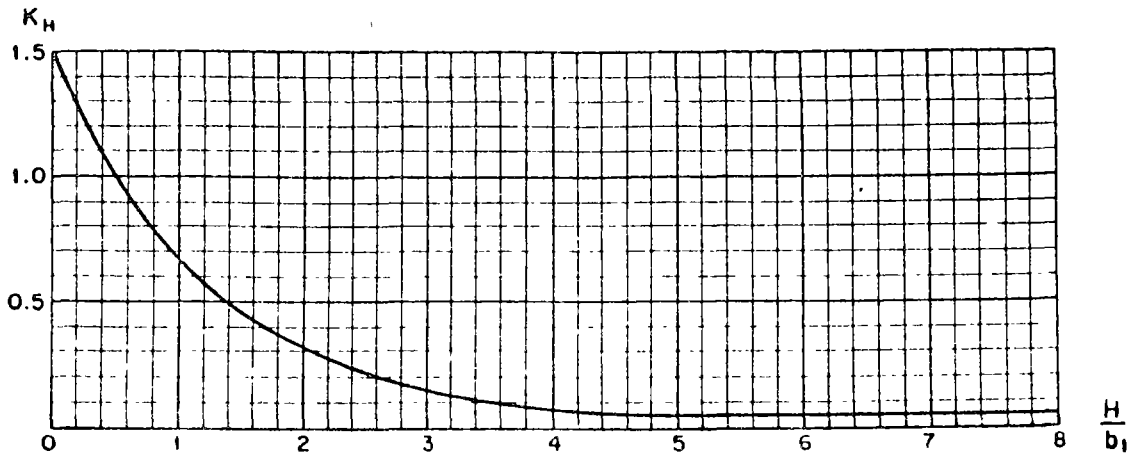
K_f = coeficiente función de la forma de la nariz de la pila y ángulo de incidencia de la corriente sobre ésta; en nuestro caso vale 8.5.

K_v = coeficiente obtenido de la siguiente gráfica con los valores de $\frac{v^2}{gb}$



e = coeficiente de corrección, igual a 1 para pilas en cauce de avenidas y 0.60 para pilas en cauce principal.

K_H = coeficiente obtenido de la siguiente gráfica con los valores de H_s/b .



V = velocidad media de la corriente después de producirse la socavación general transversal, en m/seg, obtenida de la expresión:

$$V = \frac{\alpha H_0^{5/3}}{H_s}$$

d = diámetro de las partículas más gruesas del fondo, en cm, representado aproximadamente por el d_{85} de la curva granulométrica.

g = aceleración de la gravedad = $9.81 \text{ m}^2/\text{seg}$.

α , b , H_0 y H_s son los mismos parámetros ya definidos.

Sustituyendo valores se obtiene para una pila en la posición del sondeo S-2.

$$V = \frac{1.38 \times \sqrt[5]{5.91}}{9.44} = 2.82 \text{ m/seg.}$$

$$\frac{V^2}{gb} = \frac{2.82^2}{9.81 \times 1.50} = 0.54; \quad K_V = 0.59$$

$$\frac{H}{b} = \frac{9.44}{1.55} = 6.29; \quad K_H = 0.05$$

$$S_O = 8.5 \times 0.59 (0.6 + 0.05) \frac{2.82^2}{9.81} - 0.30 \times 1.7$$

$$= 2.64 - 0.51 = 2.15 \text{ m}$$

para una pila en la posición del sondeo S-3

$$V = \frac{1.38 \times \sqrt[5]{4.85}}{7.53} = 2.57 \text{ m/seg.}$$

$$\frac{V^2}{gb} = \frac{2.57^2}{9.81 \times 1.50} = 0.45; \quad K_V = 0.61$$

$$\frac{H}{b} = \frac{7.53}{1.5} = 5.02; \quad K_H = 0.05.$$

$$S_O = 8.5 \times 0.61 (0.6 + 0.05) \frac{2.57^2}{9.81} - 0.30 \times 1.7$$

$$= 2.26 - 0.51 = 1.75 \text{ m}$$

- 5o. Calcule la socavación total como la suma de la general transversal y local calculadas.

En la posición del sondeo S-2

$$S_T = S + S_O = 3.55 + 2.15 = 5.7 \text{ m}$$

En la posición del sondeo S-3

$$S_T = S + S_O = 2.65 + 1.75 = 4.40 \text{ m}$$

- 6o. De las profundidades de socavación total calculadas, se concluye que en una pila situada en la posición del sondeo S-2 los materiales granulares sobre la roca basal serán erosionados totalmente. Aunque no existe un criterio confiable para el cálculo de socavación local en pilas apoyadas en roca, que dependerá del trabajo de desgaste de la corriente

actuando a través del tiempo, en base a criterios empíricos burdos basados en la velocidad media y tirante, se estimó que no se llegará a producir desgaste apreciable del fondo rocoso.

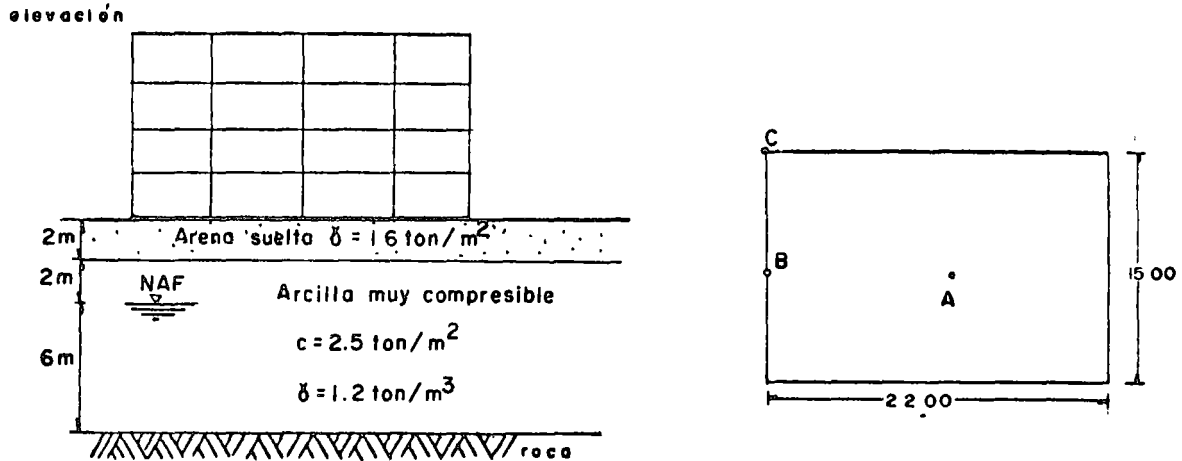
En una pila situada en la posición del sondeo S-3, la socavación progresará teóricamente hasta dejar un "colchón" de material granular sobre la roca del orden de 2.6 m de espesor. Sin embargo, en virtud de que en algunas zonas del cauce quedará descubierta la roca, material más resistente a la erosión que los suelos granulares sobre ella, el fondo tenderá a descender más rápido en las zonas constituidas por estos últimos materiales, de donde la socavación real puede ser mayor que la calculada.

En base a lo anterior, resulta razonable considerar el horizonte superior de la roca basal como límite de la socavación del cauce en todo punto. Es evidente que cualquiera que sea el tipo de cimentación que se use en las pilas, ésta necesita empotrarse en la roca al menos lo suficiente para resistir la acción de fuerzas horizontales por sismo, frenaje, tránsito de vehículos en curva, etc.

Considerando la estratigrafía del subsuelo en el sitio del cruce y las profundidades de socavación determinadas, resulta conveniente desde los puntos de vista económico, constructivo y de comportamiento, cimentar las pilas centrales del puente mediante cilindros hincados por el procedimiento conocido como "pozo indio".

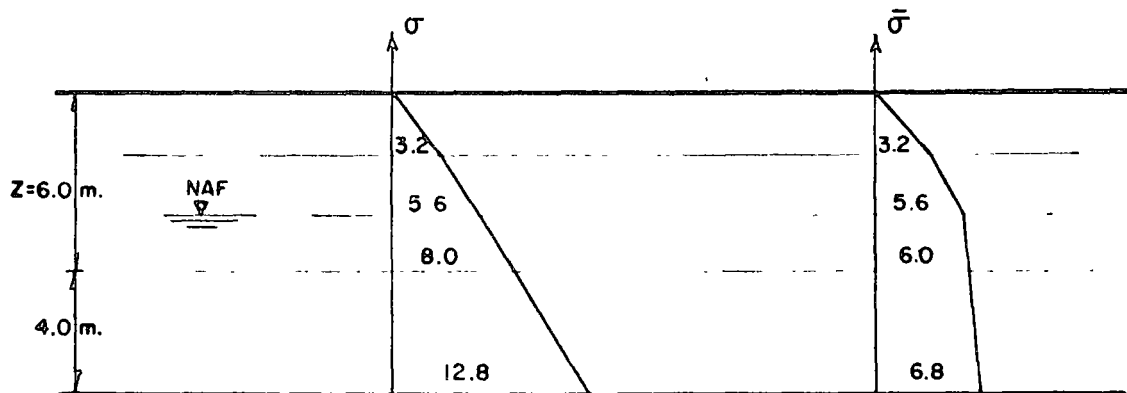
EJERCICIO

Estime el asentamiento que se presentará en los puntos A, B y C del edificio de cuatro pisos del ejercicio 3, cuya cimentación consistió de una losa corrida que transmite al terreno una descarga total de 5 ton/m^2 . Las características del subsuelo son las indicadas en la figura.



SOLUCION

1o. Encuentre la distribución de presiones total y efectiva en el subsuelo



2o. Estime el asentamiento bajo los puntos A, B y C aplicando la expresión:

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

Los valores de e_0 y e_1 se obtienen de la curva "e - Log p" adjunta. Los valores de $\bar{\Delta p}$ corresponden a los obtenidos en el ejercicio 3 para una profundidad $z = 6 \text{ m}$.

En la siguiente tabla se resume el cálculo de estos asentamientos.

Punto	\bar{p}_o (kg/cm ²)	e_o	$\Delta\bar{p}$ (kg/cm ²)	$\bar{p}_o + \Delta\bar{p}$ (kg/cm ²)	e_1	Δe	H (cm)	ΔH (cm)
A	0.6	10.3	0.43	1.03	8.8	1.5	800	106
B	0.6	10.3	0.22	0.82	4.7	0.6	800	42
C	0.6	10.3	0.12	0.72	10.0	0.3	800	21

3o. Estime el asentamiento bajo los mismos puntos empleando ahora la expresión:

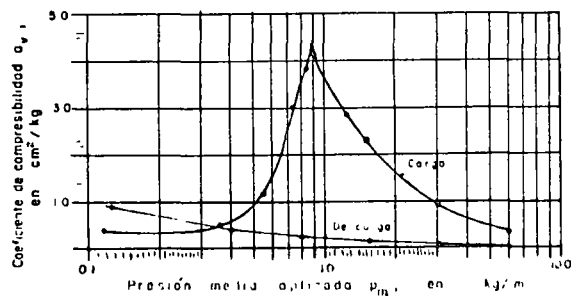
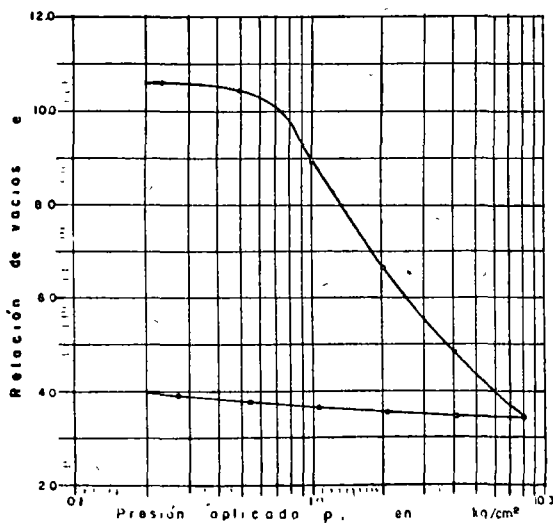
$$\Delta H = \frac{a_v}{1+e_o} \Delta p \quad H = m_v \Delta p \quad H$$

Los valores de a_v se obtienen de la curva " $a_v - \log p_m$ " adjunta. En la tabla siguiente se resume el cálculo de los asentamientos.

Punto	\bar{p}_o	e_o	$\Delta\bar{p}$	$\bar{p}_o + \Delta\bar{p}$	\bar{p}_m	a_v	H	ΔH (cm)
A	0.6	10.3	0.43	1.03	0.82	3.6	800	110
B	0.6	10.3	0.22	0.82	0.71	2.6	800	40
C	0.6	10.3	0.12	0.72	0.66	2.0	800	17

Puede observarse que los asentamientos calculados en este inciso son del mismo orden de magnitud que los estimados en el punto 2.

Es obvio que los asentamientos arriba obtenidos, considerando a la losa como un elemento flexible, son altos.



Journal of the
SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS DIVISION
Proceedings of the American Society of Civil Engineers

REVIEW OF COLLAPSING SOILS

By John H. Dudley,¹ F. ASCE

INTRODUCTION

In recent years there has arisen an increasing awareness of the existence of soils that decrease in bulk volume when water is applied to them. Although this situation was recognized by Terzhagi, there has been little mention of it until after World War II. The application of water to a soil of one of the types described herein is necessary to produce the surface subsidence that is typical of the phenomenon. The following terms have been applied to this situation: collapse, collapsing soil, near surface subsidence, subsidence, hydrocompaction, and hydroconsolidation.

A number of papers can be found dealing with the adverse effect of the phenomenon at particular places, the identification of the specific soil involved, and the counter measures that were taken or should have been taken. Herein the writer attempts to bring the diverse soil types into one picture and to give an overall explanation of the situation.

Some detailed information will be presented on soils occurring in southern Africa and in the United States. This selection permits the coverage of various types of soils with considerable description of their characteristics and reaction to water. It is not believed that extending the detailed presentation to the soils in other parts of the world, for example, Russia, would add much to the listing of varieties.

Analysis of the causes of the phenomenon will show that changes in the water content are the principal triggering events. The methods that have been used to identify possible soils of this type are presented along with a summary

Note.—Discussion open until October 1, 1970. To extend the closing date one month, a written request must be filed with the Executive Secretary, ASCE. This paper is part of the copyrighted Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 96, No. SM3, May, 1970. Manuscript was submitted for review for possible publication on February 14, 1969.

¹Assoc. Prof., Civil Engrg., California State College, Long Beach, Calif.

of the magnitudes of collapse. Finally some of the procedures used to prevent damaging results are outlined.

THE PROBLEM

The neglect in studying these soils is natural, as usually they have been present in regions of considerable desiccation. In the past structures erected in these areas tended to be inexpensive and of small size. Thus the economic incentive to investigate these soils was not as demanding as was the incentive with soils in other areas. However the recent development of the means of economically moving large volumes of water into these territories has changed the economics of the situation and at the same time has provided the means of producing the collapse. Many years ago water was moved into these areas with great effort. For instance when water was carried in goat skin bags, very little water was poured out on the ground around buildings and very little was used for irrigation. Now the availability of water in large quantities makes irrigation possible in regions where farming had not been attempted before, opens up arid areas to industrial and urban development and provides opportunities for spillages of water in large quantities.

Some soils at their natural water content will support a heavy load with only a small amount of consolidation but when water is provided they undergo a considerable reduction in volume, consolidating considerably. This produces a lowering of the ground surface. The writer uses the term "collapse" for this. However one writer restricts the use of this term to mean the additional consolidation that occurs in a few minutes and uses "compaction" to cover the additional consolidation that occurs over an extended period. This collapse and compaction are not the classical consolidation since no water is being forced out and in fact the soil may be absorbing additional water during the period and progressively losing strength. Other writers use the term collapse to cover all additional reduction in volume in a period that would adversely affect the structure or the use of the ground under discussion.

The amount of collapse is a function of variations in the materials (kinds of materials and relative proportions of each component including water), initial void ratio, stress history of the materials, thickness of the soil layer involved, and the amount of the added load. The settlement can be large as demonstrated by irrigation canal settlements of 15 ft (7) in the west central part of the San Joaquin Valley in California and the settlement of a test plot at the southern end of the valley of the same magnitude. On a laboratory scale the possible magnitude is indicated in Fig. 1. In this test a 1-in. thick sample was loaded to 8 kg per sq cm, allowed to rebound under a load of 0.53 kg per sq cm and reloaded to slightly over 2 kg while at a low level of moisture. Water then applied to the top and bottom of the sample produced a rapid reduction in volume. Then the reloading was continued under a soaked condition.

The settlement may also be quite small in some cases. However with structures that can not accept much settlement a 1-in. collapse can be destructive. Thus the soils engineer's investigation needs to be designed to fit the situation. If the structure can accept a foot of settlement and the foundation soil could settle between 1 in. and 3 in., no expensive investigations or corrective measures are required. On the other hand, if 1/2 in. of differential

settlement is the limit acceptable, much greater precision is needed in the investigation and extensive preventive measures may be needed against only small amounts of expected settlement.

The soil materials involved vary tremendously although the majority of the components seem to be bulky shaped grains. The bulky shaped grains in many cases are of silt size. In other cases they are larger, up to the size of boulders in some cases. Frequently there is also some clay content.

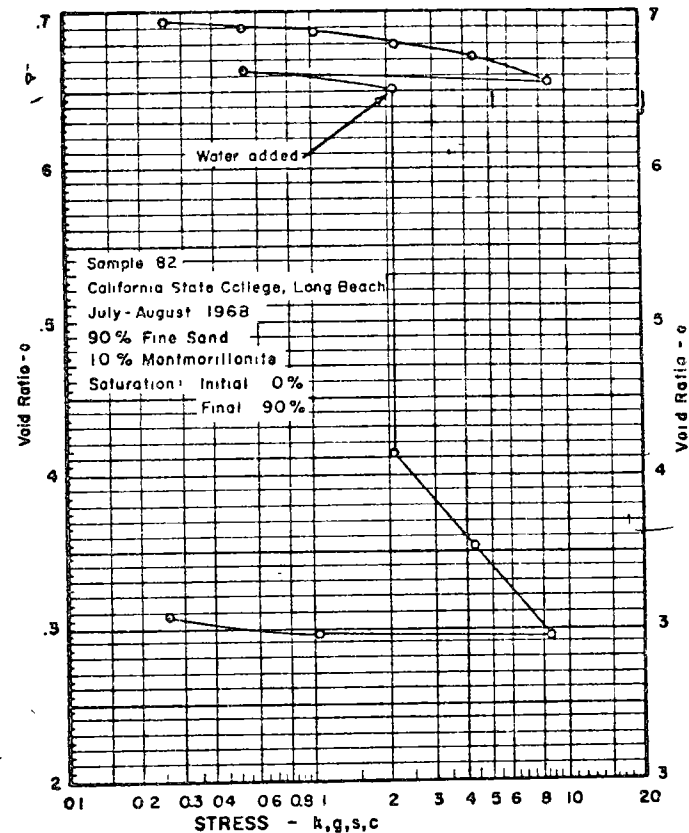


FIG. 1.—COLLAPSE IN A CONSOLIDATION TEST

The type of deposit also varies tremendously. Various researchers have identified as the culprit, soil deposits that were loessial, aeolian, subaerial, colluvial, mud flow, alluvial, residual, and man-made fills. As the sources of these soils are diverse, determination of the source does not help in determining the probability of the presence of an adverse soil unless correlations are being made in a restricted area.

There are two prime requirements for collapse to be possible. These are a loose soil structure (meaning a large void ratio) and a moisture content less than saturation. The definition of the term loose and the required amount of

moisture deficiency below saturation have been subject to a variety of interpretations. Various researchers have given different values of dry density as a measure of loose soil. Within the context of a restricted variety of materials this is a valuable criterion. But as the soil types vary, the range of dry unit weights where collapse has been experienced varies from 65 lb to 105 lb per cu ft (1.1 g per cu cm to 1.7 g per cu cm). Where cobbles and larger particles are present, the unit weights run even higher. The critical moisture content also varies to a great extent.

Collapsing soils have usually been associated with regions of moisture deficiency. Jennings (20) states that for the soils of South Africa the collapse is a consequence of desiccation. His definition of desiccation in a subsoil includes the idea of the presence of some source of moisture so that if the soil is covered with an impermeable membrane, its water content will increase. (Apparently he includes the idea that the desiccation is a product of excessive evaporation.) Although desiccation is usually a product of an arid climate,

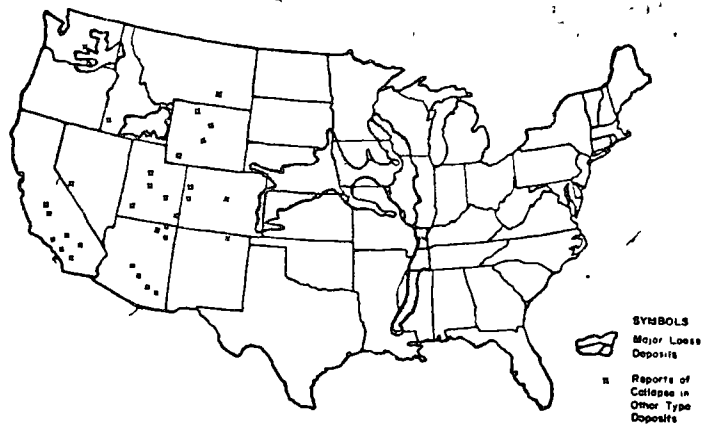


FIG. 2.—COLLAPSING SOILS IN THE UNITED STATES

such a climate is not essential (20). For example, although Mississippi is not an arid state, the loess of that area is subject to collapse on soaking (25).

Just how dry the soil must be for maximum collapse to occur is variable. A number of reports state that the amount of subsidence increases continually as the initial degree of saturation decreases below 100% (13). Others have found that there is an optimum degree of saturation for maximum collapse (30). All agree that moisture deficiency is a requirement.

Collapsing soils are found in many parts of the world. Fig. 2 shows the major loessial areas of the United States and the places in the United States for which reports of collapse of other types of soil have been found. Some of these latter places have been well defined as to the size of the area involved. For example there is one such area of about 6 miles by 18 miles in the west central part of the San Joaquin Valley (28). A consideration of geology and weather conditions would indicate that these soils exist in many other parts of the world. This is confirmed by reports of many such soils in South Africa, several other places in Africa, Australia, India, and in a variety of countries

where loess is found. In Russia there have been many studies on the characteristics of loess and how to handle it.

LOCATIONS AND PROPERTIES

The following paragraphs review the locations and description of properties of some of these soils in Africa and the United States. This will show the variety of soils that have this collapsing characteristic and the magnitude of the collapse.

Africa.

Aeolian.—Aeolian sands occur in extensive areas in the Transvaal, Rhodesia, Bechuanaland, and South West Africa (22). Although these deposits do not derive from the same source, these is considerable similarity between them in their composition and structure. Originally these sands were composed of quartz and feldspar with small amounts of heavier minerals. Subsequently in situ changes occurred from local weathering and deposition of the finer particles. Some of the coarse grains appeared to have fractured with little or no subsequent movement. The material was free draining, therefore the fine particles from the decomposition remained near the source. Because the material was acid, kaolinite was the principal product. This was verified by Knight (22) through optical observation, X-ray diffraction, and differential thermal analysis. A small amount of ferric and ferrous oxide also remained in place. Brownian movement distributed these fine particles through the fluid that was present. As drying occurred the fluid concentrated in the smaller spaces close to the contact between the sand grains. Thus clay clumps formed in the wedges between the sand grains. Electron microscope studies showed that these clusters at the junctions were of a random flocculated nature. The clusters acted as bridges, or buttresses to help support the sand grains in position. Under the natural overburden the structure was in equilibrium for the various degrees of saturation that occurred in the deposit. However the addition of more load along with the addition of moisture produced a collapse.

For one area in the Transvaal (24) the soil characteristics for a red silty sand were as follows: Size: 80% < 0.2 mm; 37% < 0.06 mm; and, 20% < 0.002 mm, with particles to 1/4 in. Liquid Limit = 25, plasticity index = 11. Dry density about 80 lb per cu ft at a depth of 1 ft increasing to 85 lb at 5 ft. AASHO optimum density = 113 lb per cu ft; while the Modified AASHO density = 129 lb.

When subjected to repeated wheel loadings of 20,000 lb and saturated, the soil at 1 ft depth compacted to 105 lb per cu ft with the density decreasing to 85 lb at a depth of 5 ft (all dry densities). The observed settlement was 6 in. while the material tested in the laboratory indicated a settlement of 7 in. The reduction in density should have produced a settlement of 4-1/2 in. When compacted on the dry side of the AASHO Modified optimum moisture, the collapse was greater than when the soil was compacted on the wet side.

This soil had characteristics very similar to those of the nine soils investigated by Knight (22). These 10 aeolian sands had considerable clay content and dry unit weights varying from 68 lb per cu ft to 103 lb per cu ft.

An airfield at Luanda, Angola (31) was built on a layer of muceque, a ferruginous collapsing soil containing some kaolinite. The 61 samples tested gave the following characteristics: Size: 100% < No. 10 sieve; 75% < No. 40 sieve

(0.42 mm), range 52-97%; 28% < No. 200 sieve (0.074 mm), range 14-44%; 12% < 0.005 mm, range 0-29%; and 10% < 0.002 mm, range 0-28%.

For the plastic samples the averages were: Liquid limit = 21 (maximum of 24); plastic limit = 12 (maximum of 16); and plasticity index = 9 (maximum of 15). Specific gravity = 2.60 (range 2.58 - 2.64). Dry density average = 102 lb per cu ft (Range 95-114). AASHO optimum density average 124 lb per cu ft (Range 115-131).

Consolidation tests in the laboratory indicated that the installations should have settled 7 cm when the ground was flooded but the actual settlement amounted to 10 cm.

Residual.—Residual decomposed granites near Cape Town, north of Johannesburg, in Swaziland, in Northern Rhodesia and in Northern Transvaal have been found to collapse (6). The collapsible grain structure developed as a result of the leaching of soluble and colloidal matter from the residual soil. The parent rock varied to some extent but the main constituents were always quartz, feldspar and mica. The prerequisite conditions include advanced decomposition, relatively high annual rainfall and good internal drainage. All these cases occur in areas of a surplus rainfall and are confined to slopes where the soils can be readily drained. The leaching out of the soluble and fine material results in a high void ratio and an unstable structure of quartz, feldspar and mica. The structure is very similar to that found in the eolian sands described above. The total collapse amounts to about 7% to 10% increase in density.

United States.

San Joaquin Valley of California.—There are several areas of near surface subsidence in the western and southern parts of the San Joaquin Valley in California. The existence there of the collapsing effect was known in the nineteenth century but there is little information available on the details of that time. In the two decades after World War II, subsidence in some areas of 2 ft to 3 ft was common and some cases have been reported of subsidences up to 15 ft. One small irrigation ditch originally 3 ft deep has had a section subside 15 ft and is still subsiding (Ref. 7, p. 46). Although this one was maintained in operation at considerable expense, there are other concrete-lined ditches that had to be abandoned in less than 1 yr of operation. Pipe lines, buildings and roads have been seriously damaged by differential settlements. These recent events have been covered in numerous reports of which a selection of the most readily available are listed in the Appendix—References.

The materials tend to be in the silt and clay sizes with, in some cases, larger size fragments being present. Usually these larger size fragments were pieces of shale. Bull (7) gives a thorough analysis of the materials in western Fresno County in this area which may be considered to be typical.

The materials have been deposited by flash floods or mud flows derived from small water sheds that are subject to cloud bursts at infrequent intervals. The deposits dry out before the arrival of another flow and never again become saturated. The eroding hills consist of poorly consolidated materials that contain considerable clay. Although there are some eolian deposits, they have not been important in the sections that have been thoroughly evaluated.

As the clay content appears to be critical, maximum subsidence occurs where the clay amounts to about 12% of the solids. Below 5% there is little subsidence and above 30% the clays swell. In between there are many cases where

the soil would swell under a small load and collapse under a large load. In the collapsing soils the montmorillonite content was around seven tenths to eight tenths of the clay, with small amounts of illite, chlorite and kaolinite and with mixed layer montmorillonitellite almost nonexistent.

Other factors also affected the results. Soils with larger pore spaces settled more than those at the same void ratio but with smaller pores. The larger the void ratio the greater the settlement. The drier the soil the greater the settlement. Since the predominant adsorbed cation was calcium, the amount of consolidation was increased when a sodium chloride brine was permitted to seep into the samples. An addition to the imposed load increased the subsidence but there was major subsidence just by flooding. Although gypsum, calcium carbonate and calcium sulfate were present, they did not seem to have any measurable effect.

The California Division of Highways (18,19) has reported comparative information on some soils in the western Fresno County area. The data in Table 1 is typical.

Data collected by the California Department of Water Resources (28) from the same general area and from the southern end of the San Joaquin Valley near Maricopa shows the same range of characteristics. Their predicted and actual

TABLE 1.—DATA ON SOILS IN WESTERN FRESNO COUNTY

Hole	Liquid limit range	Plasticity index range	Unit dry weight, in pounds per cubic foot	Calculated subsidence, in feet	Observed subsidence, in feet
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
D-3	24 to 45	7 to 21	75 to 110	1.0	2.8
D-5	26 to 52	8 to 26	83 to 104	2.0	0.3
D-6	25 to 44	11 to 22	92 to 102	0.5	0.0

subsidences were almost equal for subsidences of over six feet but for predictions of one foot of subsidence the actual subsidences varied from zero to two feet.

Nevada.—Near Hawthorne, Nevada, (41) an alluvial, well graded, gravel and sand mixture with a silt binder of low plasticity was found to collapse when water was added. The general description of the material according to size was: 25% cobbles over 6 in.; 18% gravel under 6 in.; 38% sand; 19% silt and clay; 10% < No. 325 sieve; and 4% < 0.005 mm.

For the fraction less than the No. 40 sieve: Liquid limit = 20; plasticity index = 4; specific gravity = 2.73; dry density = 126.5 lb per cu ft; dry density of 1/4 in. material = 106.6 pcf; and modified AASHO optimum density = 139 pcf. Of the 10% passing the No. 325 sieve 1/2 of 1% was montmorillonite, 2% chlorite, 2% illite, and the remainder was mainly quartz and feldspar. There was no appreciable chemical binder.

The laboratory consolidation test at the field load gave 15% consolidation when water was added. (Field moisture was 7.4%)

Washington—In connection with reservoir projects on the Snake River and railroad relocations near that river in Washington the Corps of Engineers (30) has made a study of three soils, a white volcanic ash, a tan aeolian ashy silt

and a brown silt. The natural moisture content varied with the season: from 15% to 35% for the ash; from 5% to 20% for the silt. None of the three shrink on drying and all had a permeability of about 10^{-4} cm per sec. The volcanic ash contained shards coated with organic matter or iron oxide. About 20% of the sample consisted of minerals such as quartz and feldspar.

The silty ash appeared to be an aeolian mixture of silt and volcanic ash. Its properties varied between those of ash and silt depending on the proportion of each.

The silt was cemented with calcium carbonate and had numerous holes of the size 1/16 in. to 1/8 in. in diameter. The three soils had the following approximate characteristics, as shown in Table 2.

Loess.—Is a common soil that appears in vast areas of several continents. (Fig. 2 shows most of its extent in the United States.) It is characteristically a silt with varying amounts of sand, clay, calcite grains and other materials arranged in an open cohesive fabric which frequently results in a natural dry

TABLE 2.—CHARACTERISTICS OF THREE SOILS

Characteristics (1)	Ash (2)	Ashy silt (3)	Silt (4)
Size; < 0.5 mm	98%	98%	98%
< 0.074 mm	90	70	91
< 0.02 mm	55	33	55
< 0.005 mm	10	4	13
< 0.0035 mm	5	2-1/2	7
Liquid limit	NP	NP	33
Plasticity index	NP	NP	8
Moisture at test	22+	14+	17+
Specific gravity	2.42+	2.60+	2.71+
Dry density, in pounds per cubic foot	50 to 60	65	74
AASHO optimum, in pounds per cubic foot	65.5	81.3	94.6
Initial saturation, as a percentage	28	25	36
Final saturation, as a percentage	98	89	97
Collapse at field loading, as a percentage	8	19	25

density of 70 lb per cu ft to 90 lb per cu ft. Some densities go over 110 lb. It is usually not stratified but has a definite structural arrangement that gives it considerable strength in the undisturbed condition while at its natural moisture content. There are variations in the grain sizes and in the proportions of the various materials. However the same characteristics apply to deposits in various areas. Thus a description of the loess in the Central States of the United States can serve to represent the information available in many other areas.

Benak (3) found that the Wisconsin Loess had a plasticity index about equal to 1.1 (liquid limit—25). The liquid limits were sandy loess, under 28; silty loess, 28-35; and clayey loess, 35-52. Fig. 3 (13) indicates the trends of consolidation for loess at natural moisture content and when soaked. A sample consolidated at natural moisture content and then soaked tends to join precipitously its companion curve for the soaked test. The densities shown in the figure are not limiting as both higher and lower unit weights are possible.

One series of tests on loess that varied from 70 pcf to 110 pcf gave AASHO optimum densities of 102 to 112. The minerals usually present are: quartz, 25 to 40%; feldspar, 10 to 25%; volcanic glass, trace to 10%; clay minerals, 10 to 40%; and small amounts of miscellaneous other minerals. Calcite and dolomite when present seem to be in crystals (or grains) and therefore not effective as cementing agents. Thus the clay is the major cementing agent (14). The clay minerals are predominantly montmorillonite with lesser amounts of illite. The exchange cation is mostly calcium. This distribution of mineral content produces specific gravities that range from 2.57 to 2.80. In nature the moisture content varies from 6% to 38% with the drier samples giving the greater amount of collapse. Usually the soil does not collapse on

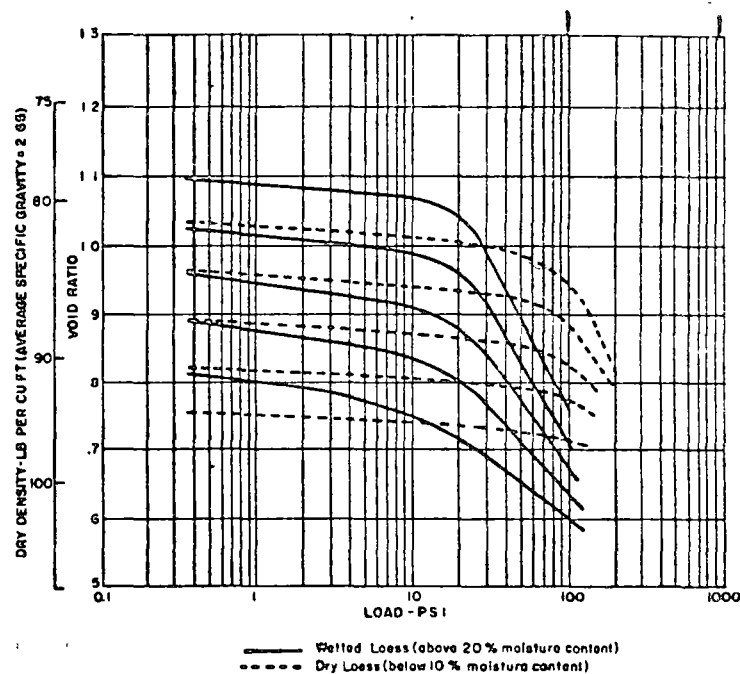


FIG. 3.—GENERALIZED CONSOLIDATION TRENDS

simple wetting but when flooded under and added load, settlements from a few inches up to several feet have occurred.

Other Examples.—The reports of other cases of collapsing soils indicated in Fig. 2 give information very similar to that presented above although usually in less detail. Two cases are of special significance.

In Lancaster (Southern California) (42) investigations for the foundation of a bridge revealed a collapsing soil that the geologist involved identified as residual from sandstone. One sample which had a field moisture content of 2.9% and a dry unit weight of 113 pcf showed nearly zero consolidation when loaded at 7 tons per sq ft over its natural overburden load and while at its natural moisture content. When soaked, it collapsed 10% of the height of the sample. A parallel sample of similar density and moisture content collapsed

only 1.8% when soaked at its natural overburden pressure.

In the counties around Los Angeles there are many examples of collapsing soils. These include alluvium, colluvium, mud flows, and artificial fill. The clay content of the susceptible soils varies from zero to around 20% with the soils of higher clay content grading into the expansive soils. It has been observed that flooding the tops of these soils will not produce 100% saturation of the lower levels. This lack of saturation does not insure safety since in many cases most of the collapse has occurred by the time the soil has reached 80% saturation. Comparing various soils the degree of additional saturation that produces an amount of collapse the approaches the maximum collapse of a previously desiccated soil is a function of the liquid limit or the activity. (Activity equals the plasticity index divided by the clay content.) The higher the liquid limit, or the higher the activity, the lower is the required degree of saturation.

As tested in the laboratory consolidation apparatus the relationship shown in Fig. 4 between the initial dry density, initial moisture content and the mag-

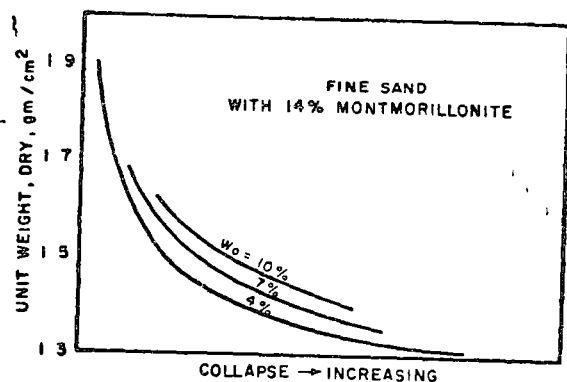


FIG. 4—RELATIONSHIP BETWEEN UNIT WEIGHT, INITIAL MOISTURE AND MAGNITUDE OF COLLAPSE

nitude of the collapse was found to exist in a fine sand containing 14% montmorillonite. The collapse varied from close to zero to over 20% in the various tests. When the initial moisture content was considerably higher than that shown on the figure, the collapse became less. This material had a liquid limit of 75 and a plasticity index of 44. In this material the major factor to be considered is the initial density.

CAUSES OF PHENOMENON

In order for collapse to occur the soil must have a structure that lends itself to this action. All cases so far investigated have a honeycomb structure of bulky shaped grains with the grains held in place by some material or force. The material or force must be susceptible to removal or reduction by the arrival of additional water. When the support is removed, the grains are able to slide (shear) on one another moving into the vacant spaces.

The basic shear strength equation $\tau = c + \bar{\sigma} \tan \phi$ can be considered to

apply. Term $\bar{\sigma}$ is the effective stress and \bar{c} includes the forces that are not affected by friction. Thus the resistance to deformation depends on the friction angle, ϕ , the effective stress and the molecular forces of repulsion, attraction and cementation. sometimes \bar{c} may be ignored but in many cases all the factors are present. From situation to situation the quantitative values to be used for each factor vary depending on the materials and the mode of formation of the soil mass.

In many cases the temporary strength is due to capillary tension or is related to it as will be explained later. As the soil dries below the shrinkage limit, the water remaining withdraws into the narrow spaces close to the junction of the soil grains as shown in Fig. 5. The air water interface in these capillary size spaces places the water under tension. Thus the excess water pressure, u , in the usual expression for effective stress, $\bar{\sigma} = \sigma - u$, becomes negative and the actual effective stress becomes larger than the total stress applied by the load. This increases the apparent strength of the soil. However, the addition of water reduces the beneficial effect. If the soil

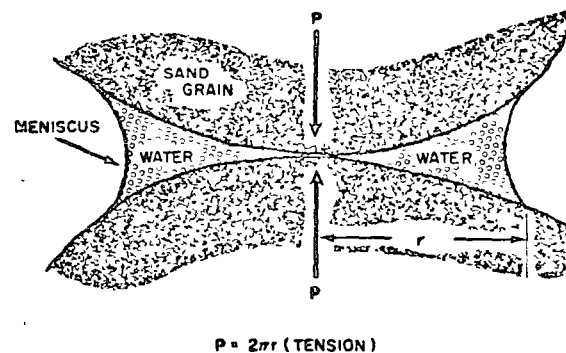


FIG. 5.—CAPILLARY PRODUCED CONTACT PRESSURE

is porous, it can then have a rapid decrease in volume. In making quantitative evaluations the effect of air pressure must be included as given by Blight (5).

For uniform spherical grains in an open or cubical packing (six contact points per grain) the maximum added pressure due to the capillary effect occurs at a moisture content of about 32% (1). For the densest packing of these uniform spherical grains the maximum added pressure occurs at about 10% moisture. The effect drops off in each case as the moisture content varies from the peak pressure condition. For the loose case saturation occurs at a moisture content of 34.1%, and for the dense case it occurs at a moisture content of 13.3%. Since actual soils are mixtures of sizes and shapes and with various shapes of void spaces, these vary from the above figures but all tested (1) had peak effective stress values at moisture contents less than saturation and above 10% moisture.

Moore (30) reported that the soils with which he was working gained in strength as the degree of saturation increased until it reached from 50% to 60%, and then decreased.

It was computed (1) that for fine sands the maximum effective intergranular stress due to moisture films was of the order of 0.14 lb per sq. in.

This occurred at the moisture content at the stage of initial pore drainage (about the point of the shrinkage limit). For unsaturated silts (0.02 mm to 0.002 mm) the effective stresses may be in the range of 0.35 kg per sq cm to 3.5 kg per sq cm.

Considering the sum of the forces that can be present, those due to capillarity and gravity must become proportionally less of the total when the grains reach the size of the clays. At this size the forces of osmosis, Van der Waals, and molecular attraction must become relatively more prominent. In addition to the change in the relative importance of the various forces the usual soils consist of a mixture of soil sizes and shapes. Thus to explain the various situations possible a variety of models must be set up.

Some individuals have reported their collapsing material as consisting of sand with some silt binder. In these we may usually expect that the capillary forces as shown previously in Fig. 5 apply around the silt to silt contacts and the silt to sand contacts as shown in Fig. 6.

When the bulky grains (silt or clay) are bound by clay, the history of the soil becomes important and a variety of arrangements are possible. The clay may be either formed in place by authigenesis or transported as clay.

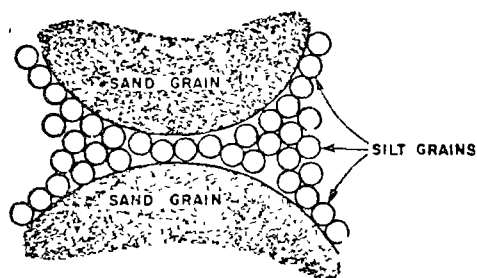


FIG. 6.—SCHEMATIC ARRANGEMENT OF SAND AND SILT GRAINS

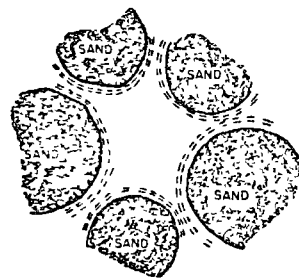


FIG. 7.—SCHEMATIC ARRANGEMENT WITH AGGREGATED CLAY GRAINS

The authigenic clays can be derived by a reaction between ground or rain water and feldspar. One of the arrangements that could be produced when the clay is formed in place is shown in Fig. 7. This is drawn to indicate a close-packed parallel arrangement. (The detailed arrangement would be affected by the original crystal structure of the coarse grains.) Under desiccated conditions this could have considerable strength. The addition of water then would cause the clay grains to separate to some extent, thereby producing a loss of strength.

In areas of high rainfall much of the authigenic clay could be leached out. But when the rainfall is small, it is possible that the leaching effect is minor. If the clay particles were dispersed in the fluid in the pores, the situation shown in Fig. 8 could develop. Initially Brownian movement would keep the fine grains evenly distributed. But as the water later evaporated the remaining water would retreat into the narrow passages between the larger grains carrying the solids with it. Knight (22) under the microscope found that the clay grains finally clustered around the junctions in a random flocculated arrangement, though a face to face arrangement is theoretically possible, it should

not occur frequently as the evaporation would concentrate the dissolved ions in the fluid tending to produce flocculation. (Later addition of water would tend to dilute the ion concentration.) The resulting buttresses support and hold together the bulky grains. Gross capillary tensions can also be present.

When water is added, the capillary tensions would be relieved and the ion concentration in the fluid would be reduced. This would increase the repulsive force existing between the particles as shown in Fig. 9 and Ref. 32. In the flocculated structure any two grains would have portions at various distances of separation. At the high ion concentration all parts would be attracted while at the low concentration a portion could be at a distance that produces a net repulsion. The change in ion concentration (36) would therefore produce a change in supportive and cohesive effect of the buttresses of clay. The proportion of the total loss in strength that this would represent would vary with the magnitude of the other elements of strength that were lost.

The situation is not as clear cut as this would indicate. Warkentin and Yong (39) found that at constant void ratios both kaolinite and montmorillonite

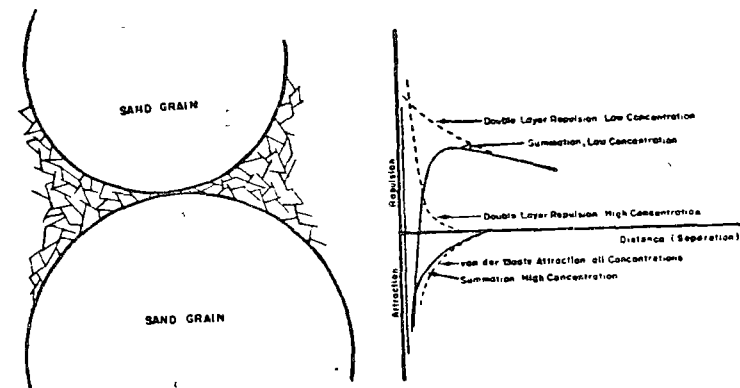


FIG. 8.—SCHEMATIC ARRANGEMENT OF RING BUTTRESSES

FIG. 9.—REPULSIVE AND ATTRACTIVE ENERGY AT HIGH AND LOW ION CONCENTRATIONS

had higher shear strength at lesser salt concentrations. They were testing at fixed void ratios and temperatures. It may be that the void ratios and the temperatures change when the salt concentration changes in situ. It does appear that the resistance to consolidation caused by the presence of the clay buttresses is a function of salt concentration, void ratio within the clay structure, and probably temperature. The latter may apply because many clays expand as they cool in the vicinity of room temperature.

The flocculated structure of the buttresses shown in Fig. 8 is not the only possible arrangement in the clay. The clay may have been formed into aggregations which could act as grains in flocculated structures as shown in Fig. 8 and could produce their own capillary tensions similar to silt grains.

In the case of mud flows where the initial water content is not much more than required to attain a fluid condition, the ion concentration is probably high, and even the constant shearing action while in movement can not maintain a dispersed arrangement. Thus the clay particles would tend to clus-

around the bulky grains in a flocculant structure. As drying progressed, some of the clay would be caught between the bulky grains, and other portions of the clay would be drawn into the narrow wedges adjacent to the bulky grains. Fig. 10. The trapped portion of the clay at low pressures would be in a flocculated state with a resulting attractive force and structural strength. [Bull (7) shows that the amount of clay for maximum collapse is about 12% of the total solids.] This situation could produce a desiccated soil structure that was quite resistant to settlement at low pressures. But while still desiccated, a large increase in load could change the clay structure to a more nearly parallel arrangement and produce a considerable settlement.

As the grain sizes decrease into the smaller clay grain sizes the capillary forces must contribute a lesser portion of the total forces present. However

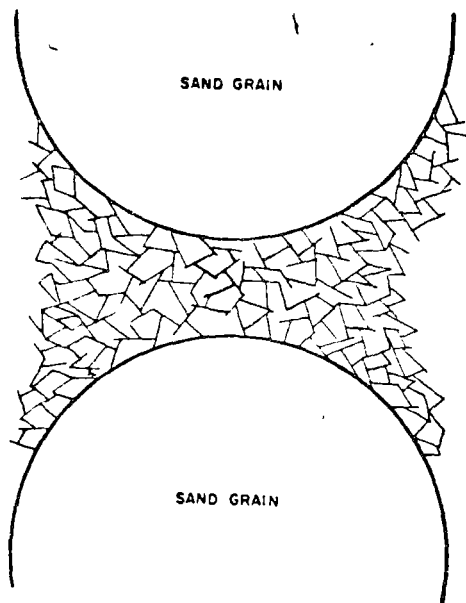


FIG. 10.—MUD FLOW TYPE OF SEPARATION

capillarity should still be important. Considering Figs. 7, 8 and 10, if the surface of the remaining water is outside of the clay buttresses, the capillary force should still be effective. However if the natural water surface withdraws inside the clay structure, we get into a complex situation at the microscopic level. The clay grains vary in maximum dimension from more than 10,000 Angstroms on down to the magnitude of 100 Angstroms (16). The water molecule is of the magnitude of 2.5 Angstroms. The nonliquid adsorbed water layer for sodium montmorillonite is about 7.5 Angstroms gradually changing to fluid water at about 100 Angstroms thickness. For calcium montmorillonite these dimensions for adsorbed water are 10 Angstroms changing to fully fluid water by 15 Angstroms (16). The thicknesses for kaolinite and illite are of the same magnitude. While the characteristics of this bound water are somewhat different from that of free water, the surface tension effect should still be

present. This would be specially true if there was more water present than the amount that could be adsorbed. Thus we can expect that the capillary force may still be important when the water content is very small. The magnitude will depend on the actual sizes of the mineral grains, their orientation, the nature of the adsorbed ions, the nature and concentration of the dissolved ions and the amount of moisture.

The retreat of the water surface to within the flocculated clay structure would produce another problem. Unless the grains were oriented at right angles there would be uneven capillary forces on the opposite sides of the grains which would tend to reorient the grains. This reorientation could change the volume of the soil mass and also change its strength.

A third strength factor can be the presence of a cementing agent, such as iron oxide, or a welding at the grain contacts. These could restrain the bulky grains from rotating so that a more dense arrangement could be secured. The rate at which a cementing action loses its effectiveness would depend on the nature of the contaminants in the incoming water and the natural rate of solution of the material involved. One would expect that this strength would disappear after that due to capillary tension and clay buttresses, and this loss in strength may be largely a product of the motion resulting from the loss of the latter two sources of strength. An increase in load could add to this effect as an increase in pressure on the solids will increase their rate of solution. This effect could produce a delayed increase in consolidation.

The general consensus of opinion is that the capillary tension is the principal factor in the temporary strength of these soils. Although there have been some experimental proofs of this in special cases, the opinion is principally based on theoretical analyses and not on experiment. In any event the addition of water to the soil is the triggering action.

ENGINEERING

The soils engineer needs to be able to identify readily the soils that could collapse and to determine the amount of collapse that may occur. In some cases he is also concerned about the time required for certain portions of the total collapse. The tests for these factors vary from very simple to complex and time consuming. Some may be performed by the inspector in a field in a few minutes. Others require laboratory work with greater and greater costs associated with the securing of good quantitative information.

Determination of relative density has proven to be of little value (28). Unstable soils have relative densities of 0.1 to 0.9 but many stable soils have relative densities of the magnitude of 0.7. In comparing similar soils this test can help in securing qualitative information but it takes considerable time to perform.

Both Denisov and the U.S. Bureau of Reclamation (11,12) have used the liquid limit as a criteria. If the soil exists in nature at a void ratio higher than would exist at the liquid limit, the addition of water would result in a soil mass with very little strength. Before 100% saturation was reached major structural changes should occur accompanied by reductions in volume.

Clay activity as represented by the slope of the lines in Fig. 11 (23) for the San Joaquin Valley soils helps in determining the magnitude of the subsidence hazard. The soils represented by the lines with flatter slopes (Lines

f and g) subside more than the soils represented by steeper slopes. The soils represented by lines with steeper slopes tend to expand. However the expansion is a function of applied load and some soils that collapse under one load will expand under a lighter load. This procedure does not evaluate the effects of existing moisture content and degree of saturation. Some soils lose their strength at saturations much less than 100% while others retain strength up to nearly 100%. In addition there are soils that lose their shear strength as the volume decreases at no change in the moisture content.

Use of one of the consolidation tests will give not only a qualitative determination of the possibilities of collapse but also quantitative information to permit estimates to be made of the magnitude of the collapse. Jennings (21) has proposed a double oedometer test (consolidation test). In this two similar

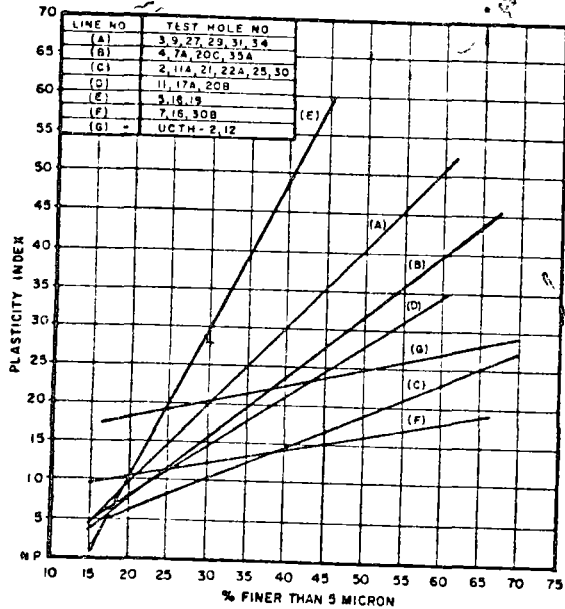


FIG. 11 - CLAY ACTIVITY AS A MEASURE OF POSSIBLE COLLAPSE IN THE SAN JOAQUIN VALLEY

samples are tested; one at field moisture content, and one saturated. This gives the settlement at field moisture and also the additional amount to be expected on saturation. Figs. 12 and 13 (30) show data for two such pairs of tests. The soil for curve A, Fig. 13, was loaded at natural water content to 4 tons per sq ft and then flooded while the soil for curve B was flooded and then loaded to 4 tons per sq ft. Although the assumption that the two curves meet when the soil of curve A is flooded is not fulfilled in all cases, it is close enough for use in most engineering estimates. Fig. 14 is an idealized diagram for the same material as in Fig. 12 showing the effect of adding the water at various loads.

The most accurate test would be one conducted in the field with the actual

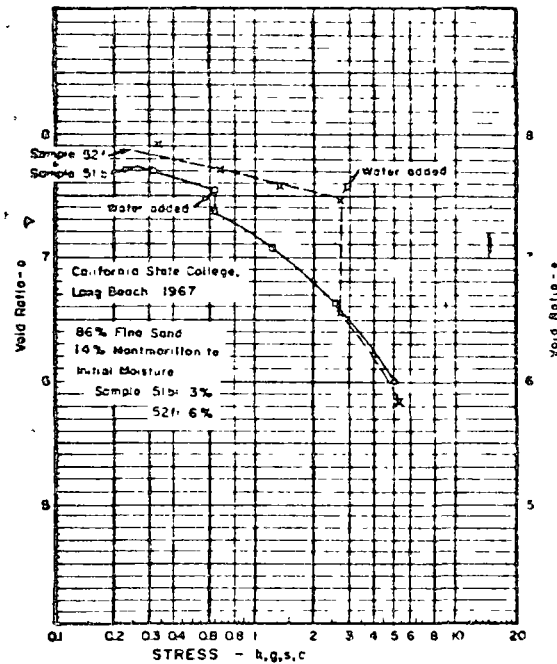
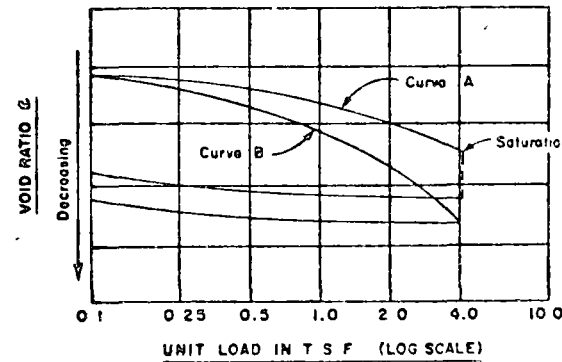


FIG. 12.-DOUBLE CONSOLIDATION TEST SHOWING EFFECT OF LOAD AT TIME OF SATURATION-CLAYEY SAND



Curve A loaded at natural water to 4 tons per square foot and then flooded.
Curve B flooded and then loaded to 4 tons per square foot

FIG. 13.-DOUBLE CONSOLIDATION TEST SHOWING EFFECT OF LOAD AT TIME OF SATURATION-SNAKE RIVER SILT

load in place. This is expensive, time consuming, and only shows the effect at the area tested.

The sophistication can be continued into submicroscopic study of the materials. The electron microscope (or electron beam scanning) can give an idea as to the structure of the soil. X-ray diffraction can give an indication of the clay minerals present and in what proportions. Chemical analyses can determine the identity of the adsorbed ions and of the ions dissolved in the pore fluid. If we are to find out what is really going on, this is an important effort. However at the present state of knowledge it does not help to answer the vital question, "How much will it settle?" Thus, for most engineering work there is no need to investigate in this detail.

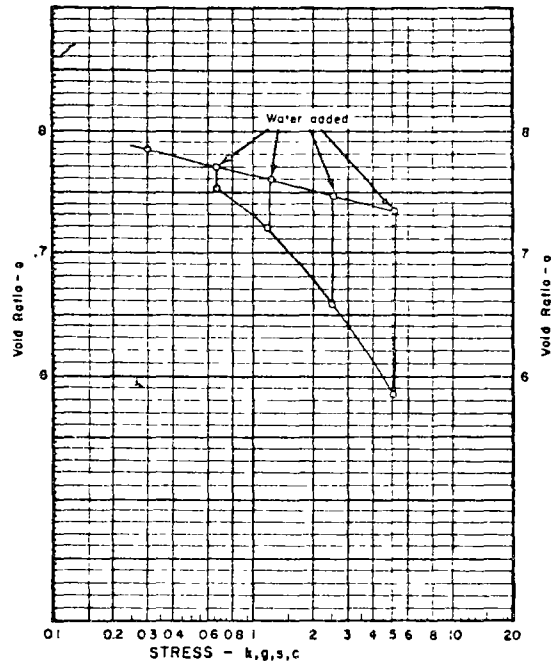


FIG. 14 —SCHEMATIC ILLUSTRATION OF EFFECT OF LOAD AT THE TIME OF SATURATION

Some comparisons have been made of the actual hydrocompaction versus the settlement computed from laboratory data. For one area the rule has been to divide the computed settlement by two to arrive at the probable actual settlement. Some information on comparative data on soils in western Fresno County was given earlier. Kriger (43) states that the actual subsidence is 1-1/2 to 4 times the calculated subsidence. Other comparisons are shown in Table 3.

It may be expected that for each area different correction factors must be applied to the computed subsidence to get a good estimate of probable subsidence. Time factors are also of importance. Not only may there be pro-

longed compression extending for days after the water reaches the affected spot but also in real situations the water may need many months to percolate to the susceptible layer.

The existence of these collapsing soils has not prevented men from working and living in these regions. It has simply made the soils investigations more demanding and required more careful engineering. Many methods of solution have been employed. As time passes we may expect that more areas where

TABLE 3.—DATA ON SUBSIDENCE

Reference (1)	Calculated subsidence (2)	Observed subsidence (3)
Balaev (43)	58 cm	56 cm
	116 cm	136 cm
	54 cm	50 cm
Krutov (43)	9.3 cm	10.3 cm
	9.3 cm	14.5 cm
Knight and Dehlen (25)	7 in.	6 in.
Novals-Ferreira and Meireles (31)	7 cm	10 cm

collapsing soils exist will be identified and structures successfully constructed on them.

CONCLUSIONS

The information presented herein indicates that a variety of factors and conditions are present with the collapsing soils. Very specific qualities have been ascribed for specific collapsing soils but frequently these qualities do not apply to other collapsing soils. Although this type of material is present in only a small fraction of the sites where human beings live, its destructive effects are such that care should be taken to prevent an excessive amount of these effects. As the quantity of settlement that will be destructive varies from one facility or use to another, determination of the amount of possible settlement is necessary to prevent the wastefulness of overdesign.

The following general conclusions may be drawn from the information covered briefly herein:

Collapsing soils have been found in soils from all types of sources, in mountainous areas and on the plains and in arid and humid areas. However, within restricted areas the identification of a source and a type of land shape may help in locating other spots of probable collapse.

The major components of collapsing soils are materials of bulky shape such as occurs in silts, sands and gravels. These soils occur with greater frequency in areas of moisture deficiency than in areas with considerable rainfall.

For collapse to occur the soil must start with a structure that is open (large void ratio) for the particular materials and must have a temporary source of strength to hold the soil grains in position against shearing forces. These temporary sources of strength are reduced by addition of water. Although in most cases the soil was under a light load at the time of being formed, the load could have been increased later in nature by the addition of overburden.

The amount of collapse and its rate appear to be affected by the mineralogy of the materials present, the percent of each type of clay mineral, the shape of the bulky grains and their grain size distribution, the moisture content in nature, the void ratio, the pore sizes and shapes, the cementing agents, the adsorbed ions and the type of ions and their concentration in the pore water.

The Atterberg limits are of aid in the identification of these soils as several of the soil properties are combined in the numerical values of the limits. Most of the collapsing soils have liquid limits below 45 and plasticity indices below 25. Usually they are much lower even down to the nonplastic condition.

The predominant source of strength derives from capillary tensions in the pore water which increase the effective stress factor. Many soils also have cohesive effects that contribute to the total strength. Cementing agents (such as gypsum, etc.) may be present but often they are in forms that do not contribute to the temporary strength.

A moisture content in nature that is well below 100% saturation is required but the optimum content for maximum collapse varies among the various soils and may be between 13% and 39%. Some soils gain strength as the moisture content rises initially.

Although the presence of clay is not essential, a small amount contributes to the magnitude of the total collapse with the optimum amount varying with the clay minerals and the size factors of the bulky grains.

Some soils collapse without an additional surcharge other than the added water, and collapse even more if there is an additional surcharge. Other soils require an additional surcharge before there is any collapse.

Simple routine tests can show whether or not the soil is subject to collapse and the more complex tests (such as the consolidation test) will give an indication of the magnitude of the collapse. However as the tests do not completely reproduce field conditions, correction factors based on experience in the area must be applied to the test data in order to arrive at a computed collapse that is close to that which will occur in the field. These factors may not be transferable from one area to another.

As the soils above the water table do not reach 100% saturation, the amount of collapse for the degree of saturation they will attain should be determined.

APPENDIX.—REFERENCES

1. Atcher, G. D., and Donald, I. B., "Effective Stresses in Unsaturated Soils," *Proceedings Second Australia—New Zealand Soils Mechanics Conference*, 1956, pp 192-199.

2. Balaev, L. G., "Prognosis of Slumping Deformation of Loess Soils," *Soil Mechanics and Foundation Engineering* translated from Russian by Consultants Bureau, New York, May-June, 1967, No 3, 195-197
3. Benak, Joseph Vincent, "Engineering Properties of the Late Pleistocene Loess in the Omaha-Council Bluffs Area," thesis presented to the University of Illinois, at Urbana, Ill., in 1967, in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy
4. Benites, L. A., "Geotechnical Properties of the Soils affected by Piping near the Benson Area, Cochise County, Arizona," thesis presented to The University of Arizona at Tucson, Ariz., in 1968, in partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science
5. Blight, G. E., "Effective Stress on Unsaturated Soils," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division ASCE*, Vol 93, No SM2 Proc Paper 5146, March, 1967, pp 125-148
6. Brink, A. B. A., and Kantej, B. A., "Collapsible Grain Structure in Residual Granite Soils in Southern Africa," *Proceedings Fifth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 1961, pp 611-614
7. Bull, W. B., "Alluvial Fans and Near-Surface Subsidence in Western Fresno County, California," *Geological Survey Professional Paper 437-A*, Washington, 1964, pp 71
8. Burland, J. B., "Effective Stress in Partially Saturated Soils," thesis presented to the University of Witwatersrand, in Johannesburg, South Africa, in 1961, in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy
9. Curtis, W. D., and Toland, G. C., "Foundations on Moisture Sensitive Soils," *Engineering Bulletin No 23*, Dames and Moore, Los Angeles, July, 1964, pp 10
10. Davidson, D. T., and Sheeler, J. B., "Cation Exchange Capacity of Loesses and its Relation to Engineering Properties," *Symposium on Exchange Phenomena in Soils*, American Society for Testing and Materials Special Technical Publications No 142, 1952, pp 10-28
11. Gibbs, H. J., "Properties which Divide Loose and Dense Uncemented Soils," *Earth Lab Report No EM-608*, U. S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Denver, Colorado, Jan 6, 1961.
12. Gibbs, H. J., and Bara, J. P., "Stability Problems of Collapsing Soils," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol 93, No SM4, Proc Paper 5331, July, 1967, pp 577-594
13. Gibbs, H. J., and Bara, J. P., "Predicting Surface Subsidence from Basic Soil Tests," *Soils Engineering Report No EM658*, U. S. Dept of the Interior, Bureau of Rec., Denver, Col., June 25, 1962
14. Gibbs, H. J. and Holland, W. Y., "Petrographic and Engineering Properties of Loess," *Bureau of Reclamation Engineering Monograph No 28*, U. S. Dept of the Interior, Denver, Col., Nov., 1960, pp 37
15. Grim, R. E., "Ion Exchange in Relation to Some Properties of Soil-Water Systems," *Symposium on Exchange Phenomena in Soils*, American Society for Testing and Materials Special Technical Publications No 142, 1952, pp 3-9
16. Grim, R. E., *Clay Mineralogy* McGraw-Hill Book Co., New York, 1953
17. Holtz, W. G., and Hilf, J. W., "Settlement of Soil Foundations Due to Saturation," *Proceedings of Fifth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 1961, Vol 3, pp 673-679
18. Hveem, F. N., and Smith, T. W., "Report of Foundation Investigation of the Westside Freeway, Wheeler Ridge to South of Tracy," *Letter to Mr L. L. Funk*, Materials and Research Department, Division of Highways, Ca., October 10, 1958, pp 16, + 42 tables and plates
19. Hveem, F. N., and Smith, T. W., "Report of Investigation of Shallow Subsidence, Westside Freeway, Wheeler Ridge to South of Tracy," *Letter to Mr J. C. Womack*, Division of Highways, Sacramento, Ca., Materials and Research Dept., Division of Highways, November 18, 1959, pp 10, + 13 Figures
20. Jennings, J. E., "The Theory and Practice of Construction on Partly Saturated Soils as Applied to South African Conditions," *Engineering Effects of Moisture Changes in Soils* Concluding Proceedings International Research and Engineering Conference on Expansive Clay Soils, August 30 to September 3, 1965, Texas A & M Press, pp 345-363
21. Jennings, J. E., and Knight, K., "The Additional Settlement of Foundations Due to a Collapse of Structures of Sandy Soils on Wetting," *Proceedings 4th International Conference on Soil*

- Mechanics and foundation Engineering, August 27, 1957, Vol 32/12, pp 316-319
- 22 Knight, K., "Collapsing of Partially Saturated Soils of South Africa," *Unpublished Thesis*, University of Witwatersrand, Johannesburg, South Africa, 1962
 - 23 Knight, K., "The Origin and Occurance of Collapsing Soils," *Proceedings of the 3rd Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol 1, 1963, pp 127-130
 - 24 Knight, K., and Dehlen, G., "The Failure of a Road Constructed on Collapsing Soil," *Proceedings 3rd Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Salisbury, Rhodesian Instn of Engineers, Vol 1, 1963, pp 31-34
 - 25 Krinitsky, E. L., and Turnbull, W. J., "Loess Deposits of Mississippi," *Geological Society of America Special GS4 Paper No 94*, New York, 1967, pp 64
 - 26 Larionov, A. K., "Structural Characteristics of Loess Soils for Evaluating Their Constructional Properties," *Proceedings of the Sixth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol 1, 1965, University of Toronto, Press, pp 64-68
 - 27 Litvinov, I. M., "Changes in the Properties of Settled Loessial Soils by Wetting and the Effects of Blasting," *Soil Mechanics and Foundation Engineering* translated from Russian by Consultants Bureau, New York, November-December, 1967, No 6, pp 419-421
 - 28 Lucas, C. V., et al., "Design and Construction Studies of Shallow Land Subsidence for the California Aqueduct in the San Joaquin Valley," *California Department of Water Resources* December, 1964, Sacramento, Cal
 - 29 Mitchell, J. K., "Fundamental Aspects of Thixotropy in Soils," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division* ASCE, Vol 86, No SM3, Proc Paper 2522, June, 1960, pp 19-52
 - 30 Moore, H. E., "The Engineering Properties of the Silty Soils, Snake River Canyon, State of Washington," *U S Army Engineer District Walla Walla Corp of Engineers*, July, 1967, pp 31, 118 Charts
 - 31 Novais-Ferreira, H., and Meireles, J. M. F., "On the Drainage of Muceque—A Collapsing Soil," *Fourth Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Cape Town, South Africa, December, 1967, Division of Soil Mechanics and Foundation Engineering of the South African Institution of Civil Engineers, published by A. A. Balkema, Cape Town, pp 151-155
 - 32 Olphen, H. van, "Theory of Stability of Hydrophobic Soils," and "Electric Double-Layer Structure and Stability of Clay Suspensions," *An Introduction to Clay Colloid Chemistry*, Interscience Publishers, New York, 1963, pp 30-44 and 89-108
 - 33 Rétháti, L., "The Subsidence of Granular Soils Arising from the Combined Effect of Water Absorption and Loading," *Proceedings 6th International Conference on Soils Mechanics and Foundation Engineering*, Vol 1, University of Toronto Press 1965, pp 101-103
 - 34 Rosenqvist, Th., "Physico-Chemical Properties of Soils Soil-Water Systems," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol 85, No SM2, Proc Paper 2000, April, 1959, pp 31-53
 - 35 Skvaletskii, E. N., "Compaction of Slumping Soils after Flooding under Conditions of Tadshikistan," *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, translated from Russian, by Consultants Bureau New York, May-June, 1967, No 3, pp 191-194
 - 36 Taylor, A. W., "Physico-Chemical Properties of Soils Ion Exchange Phenomena," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 85, No SM2, Proc Paper 1999, April, 1959, pp 19-30
 - 37 Terzaghi, K., and Peck, R. B., "Water Table, Soil Moisture and Capillary Phenomena," *Soil Mechanics in Engineering Practice* 1st ed., John Wiley & Sons, New York, 1948, pp 117-118 (or 2nd ed., 1967, pp 135-136)
 - 38 Vorobkov, L. N., Kasperskii, O. A., and Karpieako, V. M., "Thermal Stabilization of Loessial Soils," *Soil Mechanics and Foundation Engineering* translated from Russian by Consultants Bureau, New York, July-August, 1967, No 4, pp 286-288
 - 39 Warkentin, B. P., and Yong, R. N., "Shear Strength of Montmorillonite and Kaolinite Related to Interparticle Forces," *Clays and Clay Minerals, Proceedings of the Ninth National Conference on Clays and Clay Minerals (NAS-NRC)*, Macmillan Co., 1960, Vol 11 of Earth Sciences, C R, 1962, pp 210-218
 - 40 Zvol'skii, S. T., Kraev, V. F., and Cherepovskii, Yu. T., "Study of Slumping Deformations of

- Loess Supporting Soils by Means of Radioactive Isotopes," *Soil Mechanics and Foundations Engineering*, translated from Russian by Consultants Bureau, New York, January-February, 1967, No. 1, pp 19-22.
41. "Laboratory Tests on Foundation and Embankment Materials from 50-Million-Gallon Reservoir, United States Naval Ammunition Depot Hawthorne, Nevada," *Earth Laboratory Report No EM-332*, Bureau of Reclamation, Department of the Interior, Denver, Col., January 12, 1953, pp 13, 8 plates, 2 page letter
 42. "Foundation Investigation Proposed Bridge Sites 40th and 47th Street East Over California Aqueduct, City of Lancaster," *Engineering Geology Section, Department of the County Engineer, Los Angeles, California*, January, 1967, 6 pages, Drill Logs, Consolidation Tests
 - 43 "Shallow Subsidence," Annotated Bibliography of Foreign Literature, Prepared for the Department of the Interior and National Science Foundation, Washington, D C., by the Israel Program for Scientific Translations, 1963, pp. 46 (Clearing House No. TT63-11180)

10. 10. 10.



EXPANSIVE CLAYS — PROPERTIES AND PROBLEMS

W. C. Holtz*

*Chief, Earth Laboratory Branch, Bureau of Reclamation, U. S. Department of the Interior, Denver, Colorado.

SYNOPSIS

In the western part of the United States more and more attention is being given to unique foundation conditions associated with the expansion and shrinkage of certain clay soils and clayey bedrock materials. The clay minerals, which change volume with changes in moisture and loading, often present complex problems for canal and highway subgrades and structure foundations. While the problems are most serious when light loadings and large soil moisture changes are involved, movements of moderately loaded structures with expansive clay foundations subject only to seasonal ground moisture changes may be greater than allowable, unless special precautions are taken. This paper includes, for background information, a brief review of identification procedures and research findings previously published (Holtz and Gibbs, 1956, p. 611). This is followed by information on additional research data and field findings accumulated since 1953, including modifications to the original identification criteria. Volume change and shear strength properties, and factors influencing these properties are discussed, and comparisons of these properties for expansive materials from numerous areas throughout the West are given. A considerable portion of the paper is devoted to a discussion of job problems for both hydraulic and nonhydraulic engineering works and buildings. Expansive subsoil conditions encountered in Colorado and the Denver area are included in the discussions.

INTRODUCTION

The purpose of this paper is to provide a summary of current information gathered by the author on the expansive characteristics of soils and bedrock materials containing montmorillonite minerals, and to discuss how some foundation engineering problems associated with these materials were solved. Throughout the entire western part of the United States, from the Gulf of Mexico to the Canadian border and from Nebraska to the Pacific Coast, soils and bedrock materials containing expansive montmorillonite minerals are not an uncommon occurrence. These minerals have been developed or have been transported throughout many sections of the area. They may be in the form of the nearly pure and highly expansive sodium montmorillonite clays which are found in South Dakota and Wyoming and which are commonly known as bentonite, or they may be intermixed with other soil constituents. The sodium montmorillonite may be contained in bedrock shales, such as the Pierre formation and the more recent Laramie and Denver formations derived from it. Processes of weathering and transportation have produced soils whose constituents include sodium montmorillonite mineral at great distances from points of origin. Other geologic processes have produced soils and bedrock formations containing a moderately expansive montmorillonite mineral referred to as "calcium heidellite"

in the far West and Southwest sections of the country. Regardless of the actual processes involved, to the practicing engineer it is of importance that geological processes have produced clay soils and formations with expansive tendencies in many areas of the West and it is often necessary to recognize these materials when building engineering works on them. It is not possible to estimate the cost of repairs to structures disrupted by these materials, but if the costs could be determined they would be large.

The paper previously presented in 1953 by the author and his co-author (Holtz and Gibbs, 1956) contained a discussion of petrographic and standard soil tests for identifying expansive materials, and the results of research work done to correlate identification tests with physical prop-

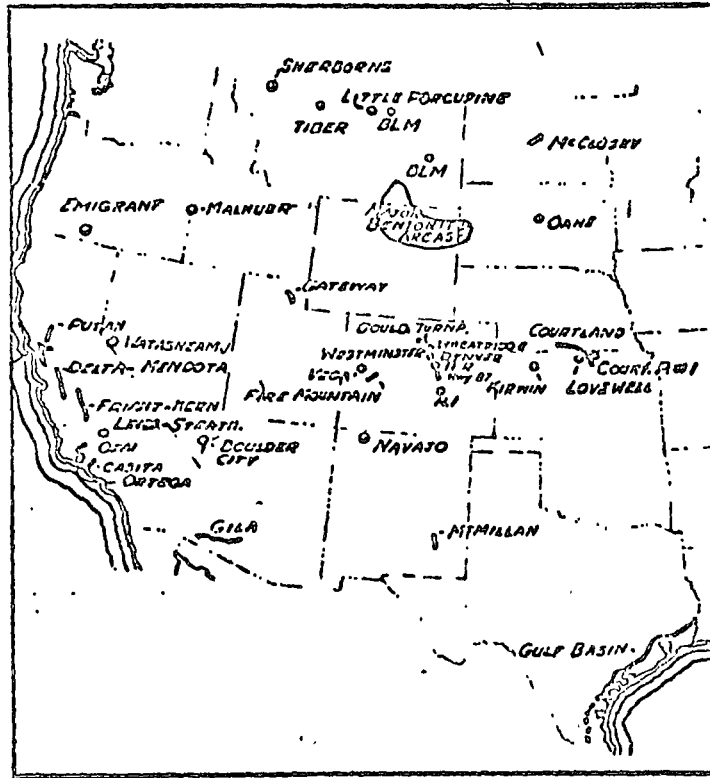


FIGURE 1. Location of expansive clays tested.

erties. As occasion has required, this type of research investigation has been continued for a greater variety of materials and a greater number of practical applications over larger geographical areas. The identification procedures and related soil properties can now be discussed with relationship to a wider variety of expansive soils. Figure 1 shows the location of expansive clay deposits which have been studied. As many expansion-shrinkage problems have recently developed in Colorado and Denver areas, an opportunity was provided for a close examination of these local materials and the conditions. Table I is a summary of typical identification and volume change data which have been obtained on some of the samples tested from widespread locations. The soils and bedrock materials discussed herein are referenced by soil numbers and their properties can be found in the table by referring to the numbers indicated in the first column.

FACTORS AFFECTING MAGNITUDE OF VOLUME CHANGES

The amount of volume change which can occur in a natural or remolded expansive clay material depends upon six factors: (1) the amount and type of clay mineral, (2) initial density, (3) change in moisture, (4) load conditions, (5) soil structure, and (6) time. Expansive clays and clay bedrock formations are made up of several mineral constituents and the amount of potential volume change is dependent on the amount of expansive mineral in the material. The expansiveness of the mineral itself depends upon its mineralogical characteristics. Montmorillonite minerals swell because of their expanding lattice structures and the base exchange properties of this mineral group greatly influence the activity. For instance, sodium montmorillonite has a very high cation and water adsorption capacity and is the most active; calcium beidellite is less active because its cation and water adsorption capacity is less. Illite has a similar lattice structure to montmorillonite, but unit layers are more rigidly fixed largely because of the fixing action of the potassium ions present. This results in low volume change properties.

The density of an expansive clay soil or bedrock greatly affects volume changes. In a dense soil, more clay particles are packed into a unit volume than in a loose soil; therefore, when the soil is wetted greater movement will occur in the dense soil than in the loose soil. For the same reason, a dense expansive soil having particles already tightly packed will not shrink as much as a loose soil upon drying.

Variation in moisture content is one of the most important single factors affecting volume change. In a dry expansive clay, the thickness of the clay mineral is relatively small but, upon the addition of moisture, water is adsorbed into the clay mineral structure and its thickness increases. Conversely, the clay mineral becomes smaller as water is removed, and, thus, shrinkage occurs. Capillary and other tension forces of moisture films are also very active in these fine-grained soils, and become great upon

drying, further contributing to high shrinkage. These forces are released upon the addition of moisture. The basic plot of Figure 2 shows the influence of density and moisture on a remolded expansive clay (Soil 17) under a 1-psi loading. This plot was obtained by testing numerous specimens placed at various density and moisture conditions. From the plot, it can be seen that highly expansive clays, such as the one tested, expand very little when compacted at low densities and high moistures, but expand greatly when compacted at high densities and low moistures. In a similar manner, density and moisture affect the uplift forces that can be developed by a clay soil, the density being extremely important.

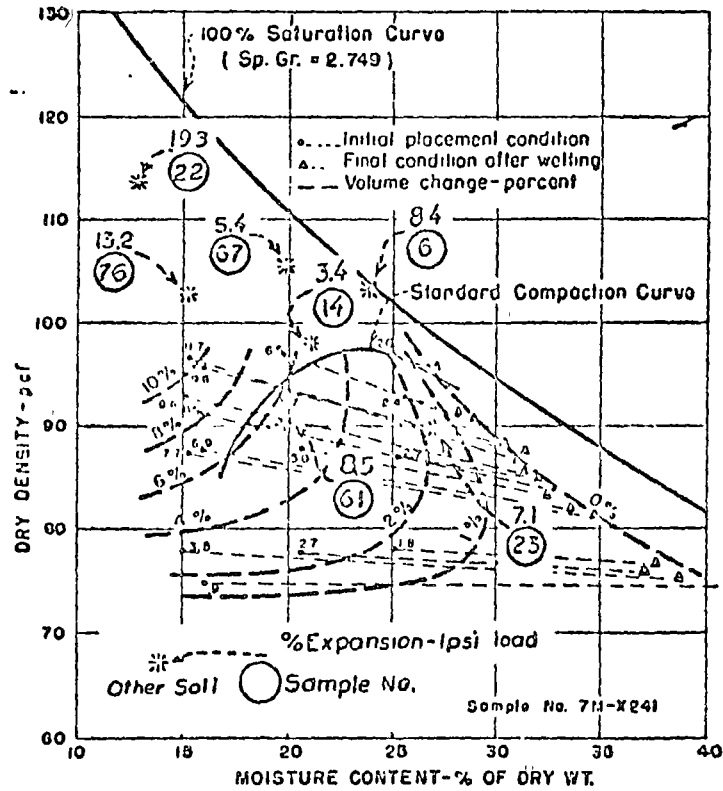


FIGURE 2. Percentage of expansion for various placement conditions when under 1-psi load (remolded soil).

The amount of load on an expansive clay material controls the amount of volume change that will take place under the particular conditions of moisture and density involved. If sufficient external load is applied to balance the internal forces developed in a clay mineral upon wetting, expansion can be held to zero. Lesser loads than that required for zero volume change will allow some expansion to occur until the internal and external forces are in balance, with maximum expansion occurring under zero loading. Similarly, if loads are reduced, as by excavation, on a saturated expansive clay, the clay will adsorb additional water and expansion will occur until a balance of forces is obtained. Figure 3 shows the load-expansion characteristics for three clay soils, each in both natural and remolded conditions. From this exhibit, it can be seen that there is a great difference in the shape of the curves for different soils for different types of soil structure, and for different moisture-density conditions. The curves for the Gulf Coast Canal sample (Soil 67) are quite flat and the influence of load on reducing expansion is not as great as for the Mohawk Canal samples (Soils 2 and 4), where the curvature is much greater. Soil 67 (undisturbed) is quite wet, the maximum uplift pressure is low, and only a small load is required to reduce expansion to a negligible amount.

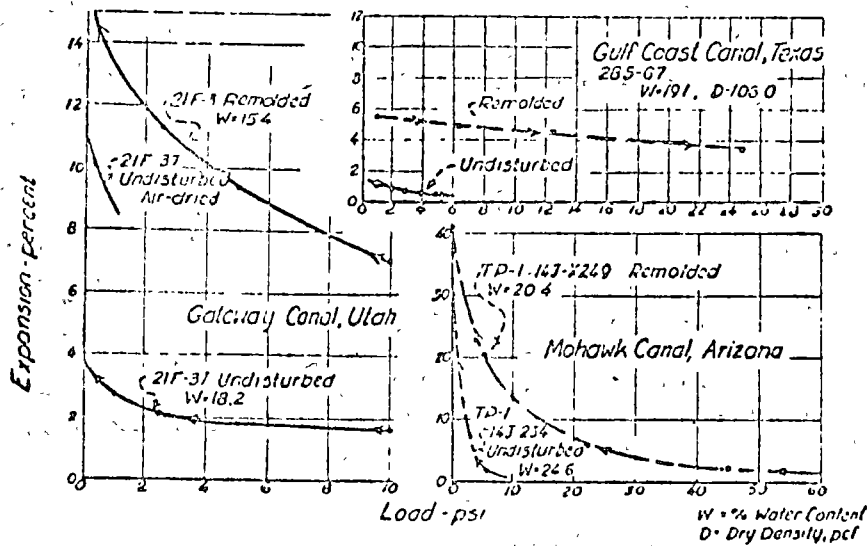


FIGURE 3. Effect of loading and remolding on expansion.

The structure of an expansive clay has an influence on the expansion properties. It has been found that, when undisturbed and remolded specimens of the same soil are tested in consolidometers at the same moisture-density conditions, the expansion of the remolded specimen will be considerably greater. This effect is shown for the three clay soils plotted on Figure 3.

Time plays an important part in the ultimate volume changes which take place in these materials. Because of the fineness of the material, transmission of moisture and, thus, a balancing of forces is slow. Montmorillonite clays become tighter upon wetting and, therefore, permeability lessens. Days or weeks are sometimes required to completely wet and expand thin laboratory specimens. Similarly, years may be required to saturate a foundation soil or water-retaining embankment of this material.

IDENTIFICATION OF EXPANSIVE CLAYS

In the previous paper (Holtz and Gibbs, 1956), a detailed discussion was given of various laboratory tests which could be performed to identify clays subject to volume change. There included three petrographic tests — microscopic examination, X-ray diffraction, and differential thermal analysis — for determining the amount and type of minerals in any clay sample. While these tests are necessary for a complete understanding of a clay and its related volume change action, particularly in research investigations, simpler identification tests usually provide adequate identification for practical considerations. Very simple staining and free-swell tests provide some identification of expansive minerals and data so obtained is often adequate for early stage investigations.

The Atterberg consistency test data and the colloid content (amount of particles smaller than 0.001 mm) of clay materials which were initially proposed as an easy means for identifying these materials have proven to be valuable. When the identification criteria was originally proposed on the basis of tests on a limited group of soils, caution was emphasized regarding the use of the criteria for all types of expansive soils. Experience has shown that the criteria are generally applicable to all materials which have been encountered in the West. It has been possible, with experience, to modify the criteria so that the limits are narrowed somewhat. The revised criteria are as follows:

TABLE II
DATA FOR MAKING ESTIMATES OF PROBABLE VOLUME
CHANGES FOR EXPANSIVE MATERIALS

Data from index tests**			Probable expansion* % total volume change (dry to saturated condition)	Degree of expansion
Colloid content (% minus 0.001 mm)	Plasticity index	Shrinkage limit (%)		
> 28	> 35	< 11	> 30	Very high
20 - 31	25 - 41	7 - 12	20 - 30	High
13 - 23	15 - 23	10 - 16	10 - 20	Medium
< 15	< 18	> 15	< 10	Low

*Based on a vertical loading of 10 psi.
**All three index tests should be considered in estimating expansive properties.

Table II is based on actual expansion tests for 45 undisturbed and remolded samples as plotted in Figure 4. The vertical limit lines were drawn so as to enclose most of the points and at the same time keep the limits as narrow as possible. The values in Table II express these limits in terms of low, medium, high, and very high degrees of expansiveness as compared to colloid content, plasticity index, and shrinkage limit. The approximate volume changes that may be expected with moisture changes from air-dry to saturated conditions under a light loading of 1 psi are also given. As previously discussed, the actual volume change which will occur in any particular soil will depend upon the change in moisture content, the initial density, and the soil structure. As these factors are not taken into account in the Figure 4 plots, the scattering of points shown is to be anticipated.

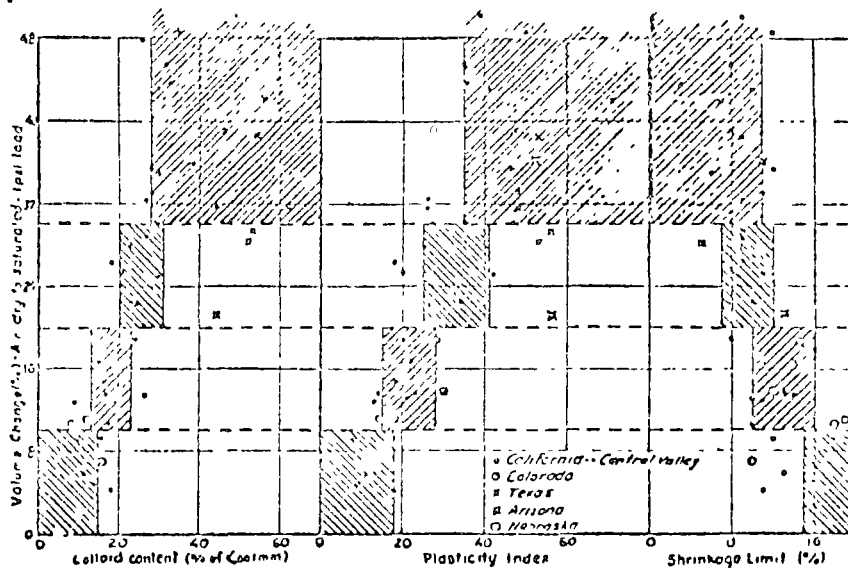


FIGURE 4. Relation of volume change to colloid content, plasticity index, and shrinkage limit

From a practical standpoint, the limits represent the most severe conditions of volume change that would normally be encountered, because they are based on air-dry to saturated moisture changes and low load conditions. Experience has shown that natural soils or soils compacted near optimum moisture, falling in the low category, will very seldom cause distress to structures, even though saturated later under low loadings, because moisture considerably above air-dry normally prevails. The procedure adopted by the author is to perform these identification tests on all CH soils and CL (Bureau of Reclamation, 1956, fig. 3, and Wagner, 1957, p. 125) soils with liquid limits greater than 40. If from Table II the soil falls within the "low" grouping, further consideration of detrimental expansion is normally

not required. Soils falling within the medium to very high categories are tested for quantitative volume change values, under initial to final operating soil and load conditions, to determine if the volume changes will be a problem. Judgment must, of course, be exercised in the use of this general practice. If large moisture changes from the initial are anticipated during operation, and the structure is critical, quantitative volume changes under prototype operating conditions should be checked even for low expansive soils. Conversely, if highly expansive soils are not to be subjected to moisture or load changes during the construction and life of a structure, such as deep saturated soils under a heavy hydraulic structure, quantitative expansion data are not necessary.

UPLIFT AND SETTLEMENT OF STRUCTURES

Probably the greatest amount of damage to structures founded on expansive soils occurs from vertical movement as the soils become wetted or dried from their original moisture conditions. If the subsoils are under shallow foundations or slabs and within a zone of seasonal moisture changes, continual heaving and settlement may occur as the changes in soil moisture take place. Because the amount of expansion will depend upon the load conditions imposed upon the soil, lightly loaded footings and slabs are normally subject to greater uplift movements than heavily loaded footings. Vertical movements caused by expansion often create more trouble than those caused by normal settlement, because it may be difficult to correct the situation once it has occurred.

When identification tests show the possibility of detrimental vertical movements, laboratory expansion tests should be performed, so that special design precautions can be taken. The laboratory consolidometer test provides good quantitative data for these design purposes. The procedures which have been followed are described in detail in the previous paper (Holtz and Gibbs, 1956). Samples secured for this test should represent the actual soils and field conditions as accurately as possible. If the structure is to be founded on natural soils, good undisturbed samples must be obtained without changing the natural moisture, density, and soil structure conditions. Drilling water should not be used during sampling, when the practice would result in significant addition of moisture to the soil. If the structure is to be made of or be founded on compacted soils, disturbed samples for laboratory remolding are satisfactory. These samples should be placed in moistureproof bags, however, as drying will sometimes affect the soil properties.

When preparing the laboratory consolidometer specimens from field samples, extreme care must be taken, as in all such laboratory testing, to insure that the soil structure or moisture conditions of undisturbed samples are not changed. In the case of compacted specimens, care must be taken to insure that anticipated field density and moisture conditions are duplicated.

The sequence of wetting and loading during the test must represent the anticipated prototype conditions as closely as possible or misleading results will be obtained. For instance, if a structure foundation is to be loaded before operational wetting occurs, the test specimens should be loaded before wetting, or if the foundation area is below ground water level and is to be unloaded before the structure is built, the soil specimen should be completely saturated before loading. Curves A and B, Figure 5, for Soil 38, are typical load-volume change curves for expansive soils and show the difference in load-volume change values when an expansive soil is wetted before loading (Curve A), and when the soil is loaded before wetting (Curve B). Specimen A was wetted under a light load of 1 psi and then loaded. The maximum load applied to Specimen B was the maximum uplift pressure, or that load required to hold the expansion to zero when the soil was wetted; after wetting, the load was reduced in increments. Curve C, which passes through the initial points of Curves A and B, represents the load-expansion characteristics of the clay soil when initially wetted under various loadings. In this plot, a third specimen, which was wetted under an intermediate load condition, was tested to help establish the shape of the curve. Curve C is used for computing the total movement of soil influencing uplift of a structure when wetting occurs after loading. If very accurate estimates of uplift are desired, it is necessary to test several intermediate specimens to establish Curve C. These specimens are loaded, prior to wetting, with the structure load plus the weights of various depths of soil under the structure.

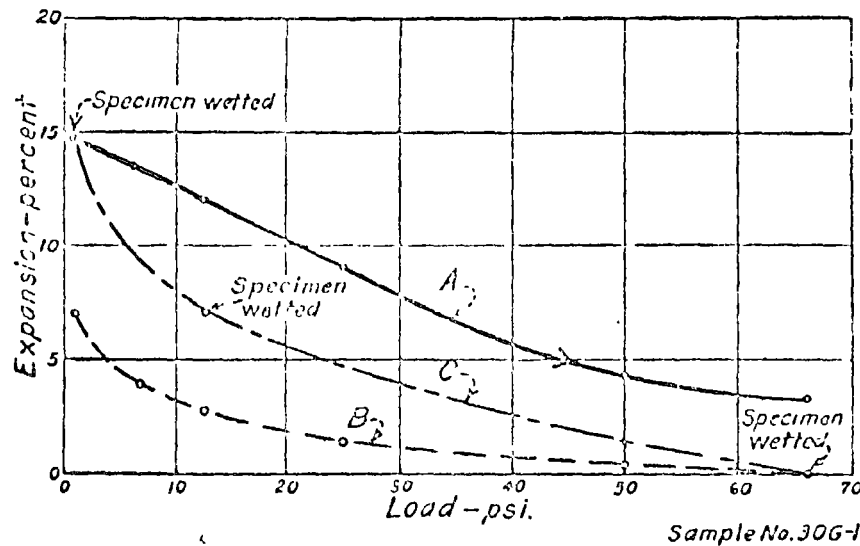


FIGURE 5 Effect of sequence of loading and wetting.

If weather conditions are anticipated to dry or wet the subgrade after excavation to grade during construction, and is to be followed by signifi-

cant subgrade moisture increases during the life of the structure, a test from natural to increased moisture conditions would produce expansion values which are too low or too high, respectively. Therefore, the amount of drying or wetting anticipated during construction should be reproduced in the test specimens prior to the wetting and loading portions of the tests. These construction conditions often present serious problems of increased future uplift when drying occurs or immediate settlement problems when wetting occurs.

Probably the worst uplift problems occur when lightly loaded slabs or footings are constructed on expansive clays for hydraulic works. Concrete canal linings, reservoir linings, and swimming pool walls and floors are examples of these critical structures. Figures 6 and 7 are photographs of a concrete canal lining showing heaving of the bottom and the bulging of the side panels from lateral expansion and bottom uplift. The soil is a Namommonillonite from the Mohawk Canal, Gila Project, Arizona (Soils 1 to 4). These conditions took from 1 to 5 years to develop.

There are several methods that can be adopted to reduce problems such as these.

(1) The subgrade can be overexcavated and be refilled with a sufficient amount of nonexpansive soil to provide weight necessary to hold the uplift to an amount that can be tolerated in the structure design. Repairs to the Mohawk and Wellton Canals were made in this manner by removing subgrade soil and replacing with sand-gravel soil before reconstructing the lining. The gravel was not highly compacted, so that some compression of the gravel would occur, thus relieving part of the expansive force. At this time, the soils were already partially expanded. If a soil is extremely expansive and uplift forces high, the depth necessary to accomplish acceptable results may not be practical from an economical standpoint.

(2) Means for keeping moisture from the subgrade can be adopted. Concrete slabs alone are not watertight. Water eventually finds a way through fine cracks, and even the best sealed joints, to the subgrade clays after which additional cracking and moistening become progressive. Watertight membranes have been used successfully to eliminate such moisture increases. On the Friant-Kern Canal, California, several reaches were constructed using a 1/4-inch, semiblown, hot-sprayed, asphalt membrane between the concrete lining and the subgrade (similar to Soils 22 to 26). Figure 8 shows the construction plan adopted for the Gateway Canal, Utah (Soils 74 to 77). In addition to the membrane, removal of some subgrade clay and refilling with sand-gravel was specified for weight and drainage. In a swimming pool built on expansive clay in Westminster, Colorado, asphalt plank was used between the concrete walls and bottom and the subgrade to prevent soil-moisture increase (Soils 40 and 41). A reservoir near Denver is being constructed on expansive Denver shale, and subgrade sealing or special

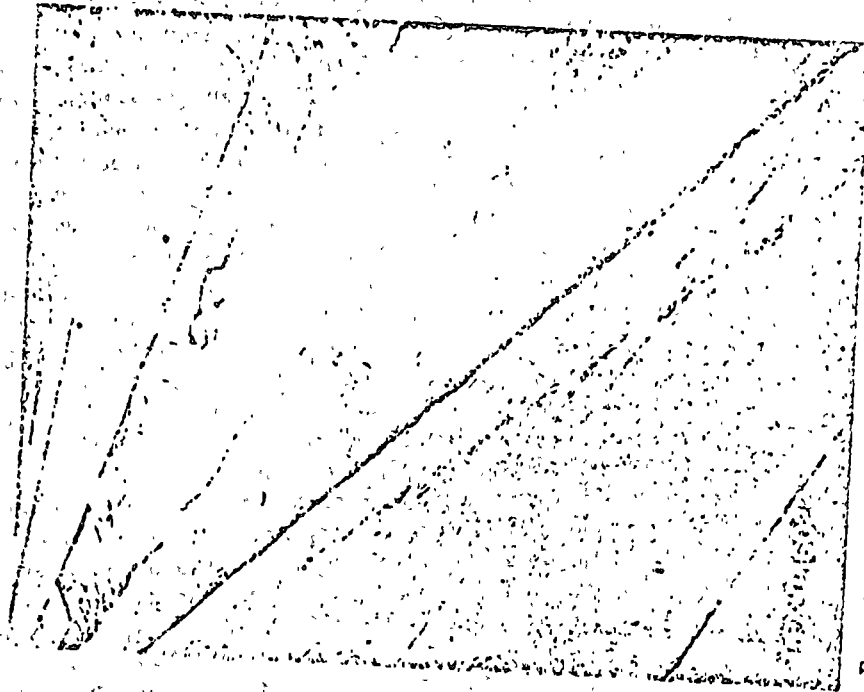


FIGURE 7. Bulging of slope panels — Mohawk Canal — Arizona.



FIGURE 6. Uplift of bottom panels — Mohawk Canal — Arizona.

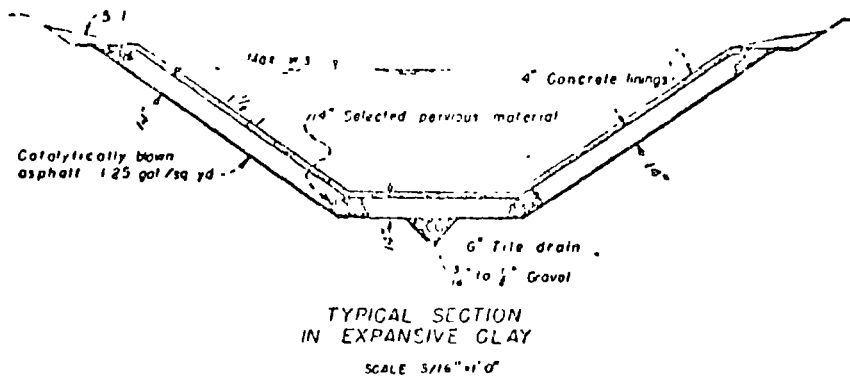


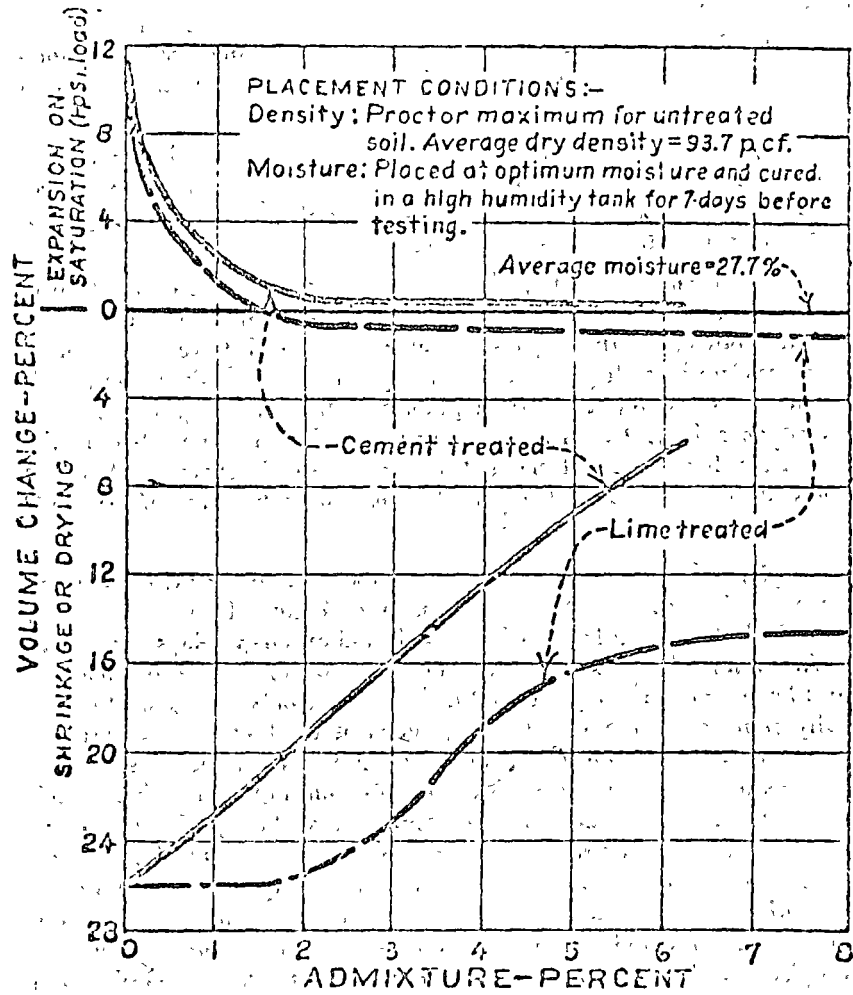
FIGURE 8. Concrete lined section in expansive clays -- Gateway Canal -- Utah.

structure design will be used to prevent uplift of the structure (Soils 33 to 37). All of these methods have proven satisfactory in reducing uplift related to soil-moisture increase.

(3) The soil may be treated to reduce expansion. As shown in Figure 2, the expansion is related to initial moisture and density conditions. Therefore, if sufficient depth of subgrade soil is wetted or reworked to lower density and higher moisture conditions, less expansion will occur. Oftentimes, wetting alone is not practical because long periods of time are required and the soil may become so plastic that construction cannot proceed. Careful testing and studying of soil characteristics is necessary when lowering density and increasing moisture to insure that settlement does not occur under the imposed load conditions, prior to the operation of the hydraulic system. Soils may be treated with lime or cement to reduce expansion and shrinkage. Figure 9 shows the results of these treatments on the expansive characteristics of Ca-bedsillite clay from California (original soils similar to Soils 22 to 26). Expansive soils mixed with proper amounts of cement or lime can be used to refill overexcavations, as discussed in (1) above, when nonexpansive soils are not economically available for this purpose.

(4) Oftentimes, certain structure designs can be adopted to reduce the damage of uplift movements. Articulated, but reinforced, wall or slab panels with flexible water seals are examples of such design features. For proper design of these features, the magnitude of the movements must be determined by appropriate soil tests.

Moderately loaded hydraulic structures may present somewhat different problems. Here, there is some loading to help reduce expansion, but the load may not be adequate to reduce uplift to small amounts that can be tolerated. Included in structures of this type are bridges, culverts, checks, drops, turnouts, and pumping and powerplants in canals, spillways, or other waterways. Solutions to uplift problems for these structures can in-



EXPANSION AND SHRINKAGE OF PORTERVILLE CLAY SPECIMENS TREATED WITH LIME AND CEMENT

FIGURE 9. Treatment of Porterville clays with lime and cement.

clude Solutions (1) to (1), discussed above, for slab and wall structures. In addition, three other methods have been used.

(1) In some cases, the loads can be concentrated on spread footings to provide the load under the footing which is necessary to prevent uplift.

(2) Nonexpansive materials placed at a density which will allow some compression can also be used between the structure base and foundation clay to reduce uplift, providing objectionable settlements do not occur prior to foundation wetting.

(3) Anchor caissons and piles have been used extensively to prevent uplift. In this type of design the caisson or pile is placed to sufficient depth in inactive expansive clay, or other soil, to resist in pullout the maximum uplift pressure of the expanding soil. Caissons are often belled at the bottom to increase pullout resistance. The pile or caisson must be sufficiently strong in tension and be adequately tied to the structure base to resist the uplift forces. An air space is often left between the subgrade clay and the foundation base to relieve uplift forces.

The plan adopted for construction of the Wellton-Mohawk Pumping Plant No. 3, Gila Project, Arizona, is shown on Figure 10. The foundation consisted of alternating layers of silty soils and expansive clays (Soils 5 to 7). The water table was not encountered in test holes which extended to 35 feet below foundation grade, and the clays were only partially saturated. Heavily reinforced concrete caissons, belled at the bottom, were used to support the major loads of the plant. The depth at which the caissons were belled was determined by load-expansion tests on undisturbed foundation samples. From these tests, it was determined that the clay layers 25 feet below the plant base would contribute only a small amount of expansion under the plant load plus the weight of the intervening soil. Therefore, the bottom of the caissons were located at this depth. A clay layer encountered directly below foundation grade was removed to a depth of 3 feet and was replaced with loose gravel. It was thought that the loose backfill would eventually compress and reduce some of the uplift force.

It is believed that this type of design has worked extremely well. Figure 11 is a graphical record showing the average vertical movements of four bench marks placed in the concrete plant base and four measurement plates placed on the subgrade soil below the gravel backfill. This record shows that, as the load was applied to the natural soils, settlements averaging 0.012 foot at the base and 0.035 foot on the subgrade occurred. After the canal and plant were put into operation, uplift slowly took place as water progressively wetted the foundation soils. The final average uplift after 5 years of operation was 0.025 foot for the base bench marks and 0.033 foot for the subgrade plates. This expansion brought the base and subgrade to near the original elevations. The difference between the uplift of the base

bench marks and the subgrade plates is the amount that the gravel backfill compressed, thus absorbing some of the expansive force.

If the loadings of a hydraulic structure are high, or if the foundation soil is saturated and the soil loading is not changed appreciably, special treatments for expansion are usually not necessary even though the clay is of a highly expansive type. The Wellton-Mohawk Pumping Plant No. 2 was placed directly on the soil foundation, even though the soils were similar to those at Plant No. 3. The water table at Plant No. 2 was high and the soils were saturated. Vertical measurements show that no significant uplift has occurred. Tests were performed, however, prior to designing the plant to confirm the suitability of the foundation design used.

Nonhydraulic structures do not normally present problems as severe as do hydraulic structures when founded on expansive clays, because unlimited quantities of water are usually not available to the foundation clays. However, some serious problems have been encountered with nonhydraulic structures. These usually occur with lightly to moderately loaded structures and where seasonal moisture changes are sufficiently large to cause shrinkage of the clay in dry weather and expansion of the clay in wet weather to significant depths. In the Boulder-Denver-Colorado Springs area of Colorado, lightly loaded nonhydraulic structures founded on Pierre shale, Laramie shale, Denver shale, and plastic clays derived from these formations have in many instances suffered considerable distress from uplift.

Figure 12 shows uplift of the concrete pavement on the Denver-Boulder Turnpike (Soil 47). Here, the highway is constructed in a cut of appreciable depth in Laramie shale. The removal of load from the subgrade, plus increased soil moisture, has caused the pavement to be raised as much as 0.6 foot in some places. Figure 13 shows the heaving and cracking effects of soil expansion of a main highway in Southeast Denver. Subgrade material at this location is Denver shale (Soil 46).

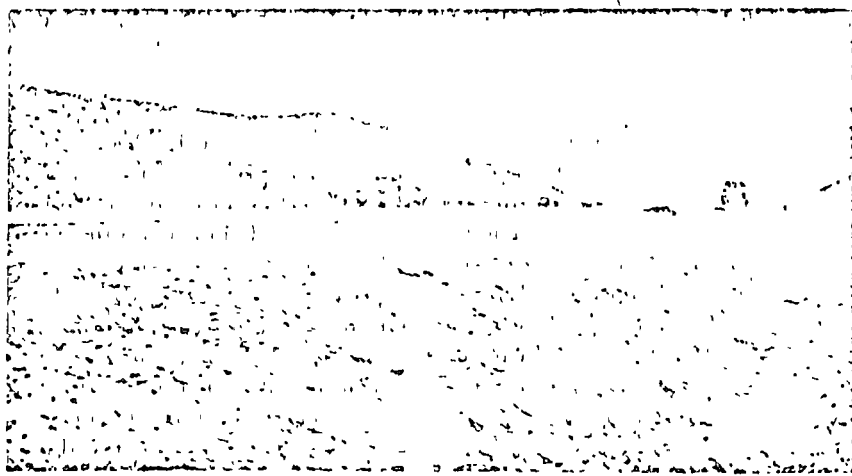


FIGURE 12. Uplift of highway pavement on Denver-Boulder Turnpike - Colorado.

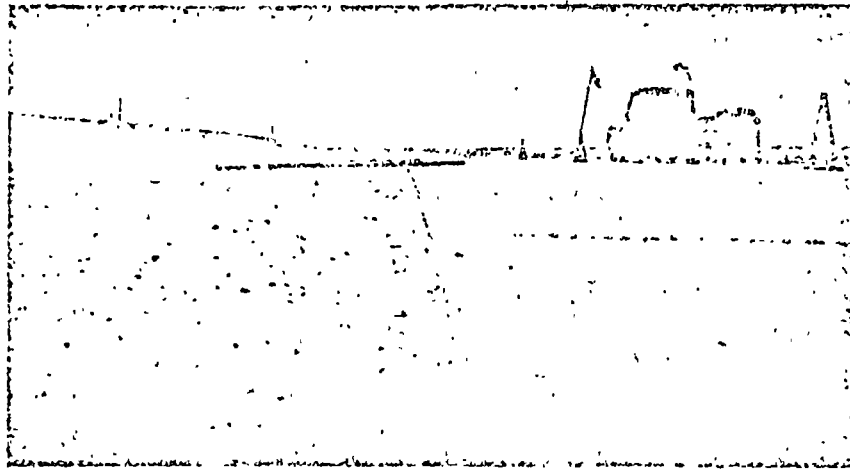


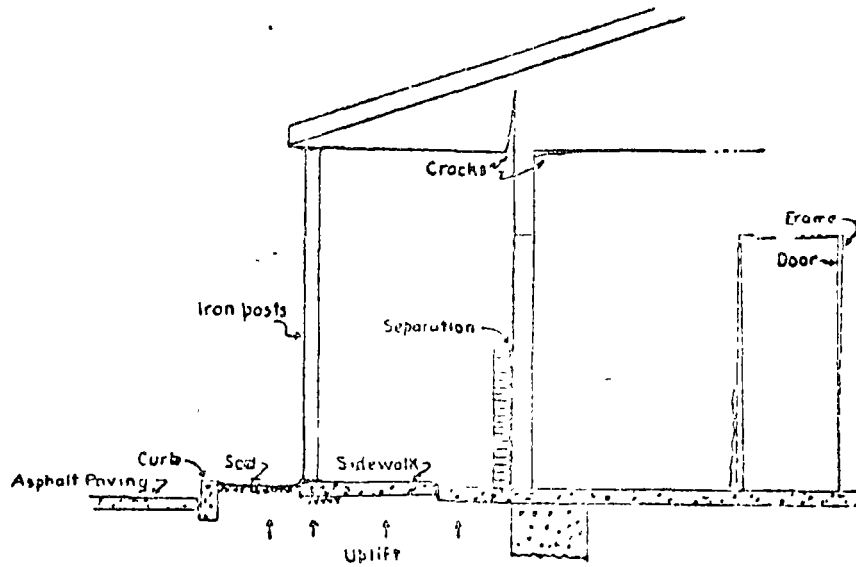
FIGURE 13. Uplift of highway pavement in southeast Denver, Colorado.

Many buildings on lightly loaded slabs or footings, such as residential houses, motels, garages, and warehouses have suffered when founded on expansive clays. Vertical movements are usually caused by seasonal moisture changes and by the addition or loss of moisture to the clay during the use of the building. There are many examples in the Denver area of extreme wall cracking and heaving of basement and garage slabs of houses founded on expansive clays. Houses are normally constructed on relatively dry or moderately moist soils. After occupancy, lawn and shrub watering and roof runoff during storms supply water to the soil near the exterior footings inducing uplift. Soils under the house may be caused to dry from heating, inducing soil shrinkage and settlement of interior footings. To guard against such structural failures in houses and other lightly loaded buildings, caissons are often used instead of spread footings to concentrate loads and to secure bearing at depths not subjected to harmful moisture changes. Satisfactory remedial work after these buildings have cracked is difficult, costly, and often uncertain. For this reason, it is important that the soil be properly analyzed before construction so that the building can be adequately designed.

In the Colorado Springs area, a motel suffered severe cracking and uplifting from the wetting and related expansion of clay soil derived from Laramie shale (Soils 33 and 39). As shown in Figures 11 and 15A, the concrete walks in front of the building were uplifted and tilted toward the building, allowing rain water to run into the building at times. The roof supports were iron posts, set on the walk. When the walk uplifted, the posts raised the roof causing considerable cracking. Exterior and interior walls were also cracked, as soil moisture penetrated under the foundation. The principal cause of the soil wetting was from irrigation of the lawn and shrub strip adjacent to the walk and from roof runoff during storms.

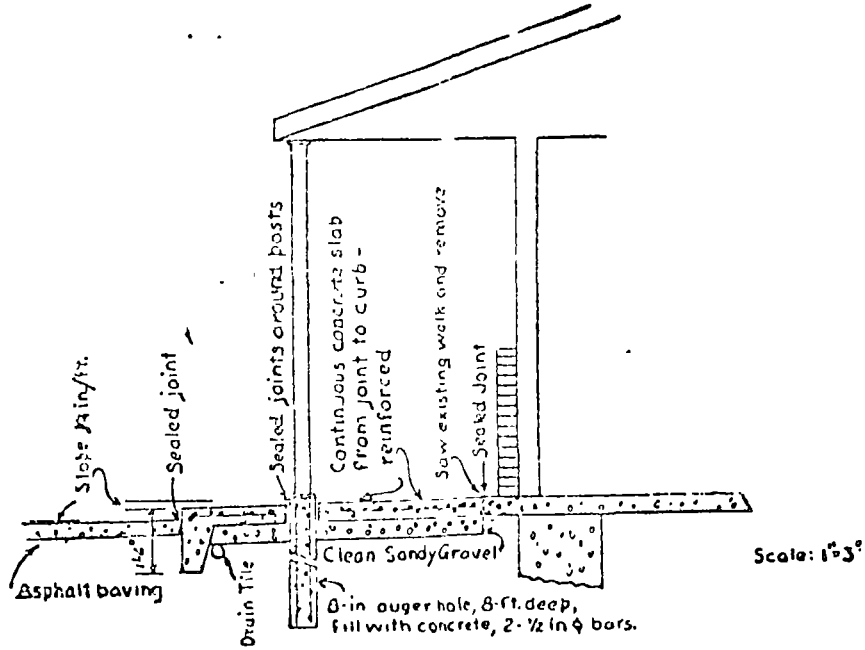


FIGURE 14. Uplift of motel structure — Colorado.



A - TYPICAL CONDITIONS

FIGURE 15A. Uplift of motel structure and remedial construction — Colorado.



B - RECOMMENDED REMEDIAL MEASURES

FIGURE 15B. Remedial construction of motel structure—Colorado.

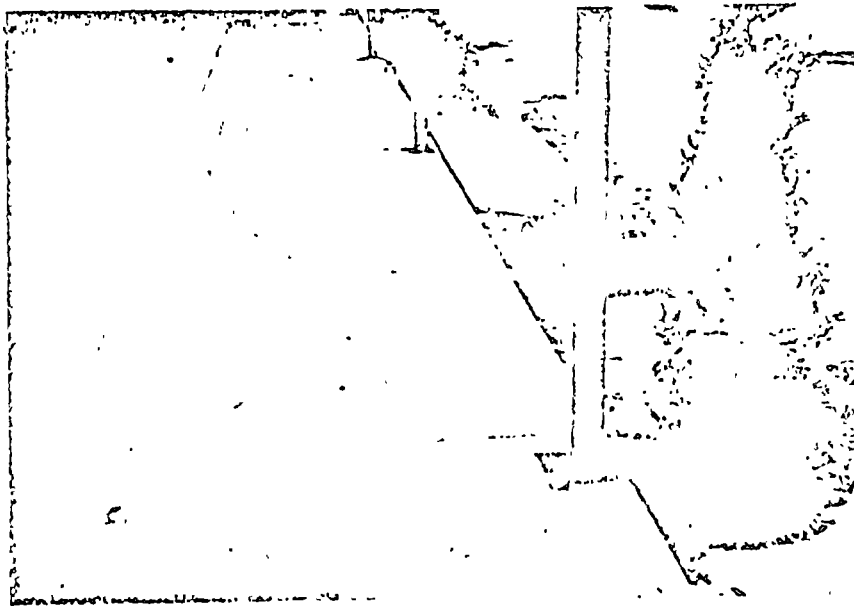


FIGURE 16. Correction of motel uplift -- Colorado.

The remedial measures taken to correct this situation, as shown in Figure 15B, included removal of the cracked and tilted walks, regrading of the subgrade soil away from the building, providing drainage, replacing the walks, and using a competent joint filler in the walk joints. The roof support posts were placed on small concrete piles, embedded 8 feet into the soil and entirely separated from the walks. Removal of the planting strip was also recommended. Figure 16 is a photograph of the building a few years after the repair work was completed. No major distress is now in evidence. Some minor additional uplift of the walk has occurred, this has raised slightly above the post bases as shown in the photograph, but the bases have not moved.

Severe movements of an auto servicing garage floor slab occurred in Boulder City, Nevada (Soil 61). This was caused by water entering expansive clays through cracks in the slab of the car washing area. Some cracking of adjacent exterior walls also occurred as moisture penetrated below the spread footings. The only remedial work that could be done, without major rebuilding, was to seal all of the floor cracks and to provide better drainage to the floor sump. This improved but did not entirely correct the situation.

STABILITY

When moisture changes occur in expansive soils, the shear strength can be affected greatly. The shear strengths of all clay soils are influenced a considerable amount by moisture changes, but expansive clays often are subject to extreme changes in shear strength. In addition to the strength factors related to the minerals involved, the interrelation of moisture, density, and load plays an important part in the strength of expansive clays.

To properly determine the strength that can be relied upon during the operation of a structure, care must be taken in securing samples and in performing tests for design data. The same type of care must be exercised as that previously discussed regarding tests for quantitative vertical movements. If the structure is constructed in or on natural soils, good undisturbed samples and test specimens must be obtained without changing the natural moisture, density, and soil structure. When remolded soils are to be used, anticipated field moisture and density conditions must be duplicated for the laboratory test specimens.

Triaxial shear tests can be used to determine the shear strength. However, the sequence of loading and wetting (or drying) affects the volume changes and shear strengths determined. Therefore, it is important to duplicate prototype conditions closely. Figures 17 and 18 are typical shear test data plots. These tests were made on remolded and undisturbed clays, respectively, from the Gulf Basins Project (Soils 70 and 71). A most important fact to be noted from these tests is the loss of cohesion when the soils were wetted and dried and rewetted from the initial conditions. These

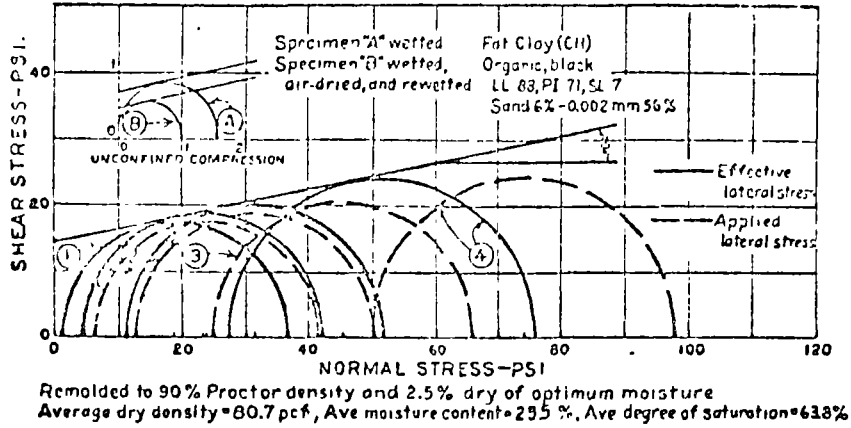


FIGURE 17. Shear test data — remolded soils (Gulf Basins Project, Texas).

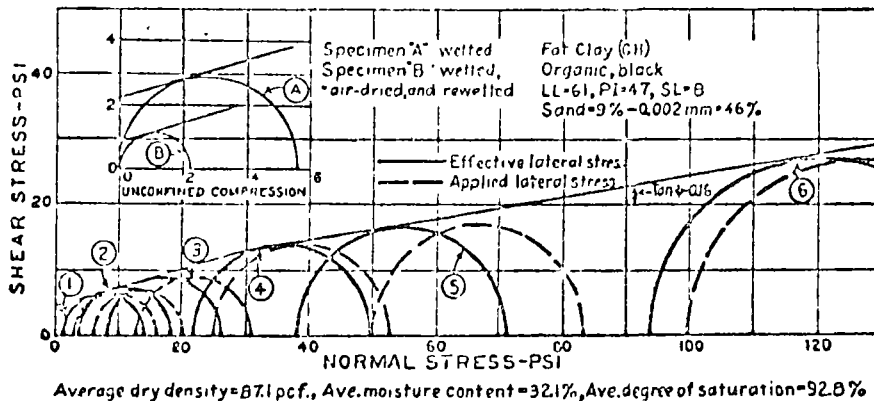


FIGURE 18. Shear test data — undisturbed soils (Gulf Basins Project, Texas).

changes are caused by expansion and related increased moisture content. Undisturbed Soil No. 71 had a cohesion of 4.5 psi at natural conditions. Upon wetting, the density decreased and the cohesion was reduced to 2.2 psi. When the soil was air-dried and rewetted, further density decrease occurred, and cohesion was reduced to 0.9 psi. Soil No. 70 (remolded to 95 percent of Proctor maximum density at optimum moisture content, less 2.5 percent) showed similar strength loss. Under the same sequence of testing, the cohesion varied from 1.4 psi to 0.7 psi to 0.4 psi, respectively.

Figure 19 is a photograph of a series of slides in an earth section on the Friant-Kern Canal. The soil is Porterville clay of the Ca-beidellite type, similar to Soils 22 to 26. This section is 23 feet deep and on a $1\frac{1}{2}$ horizontal to 1 vertical slope. Slopes rebuilt on 2:1 were also unstable.

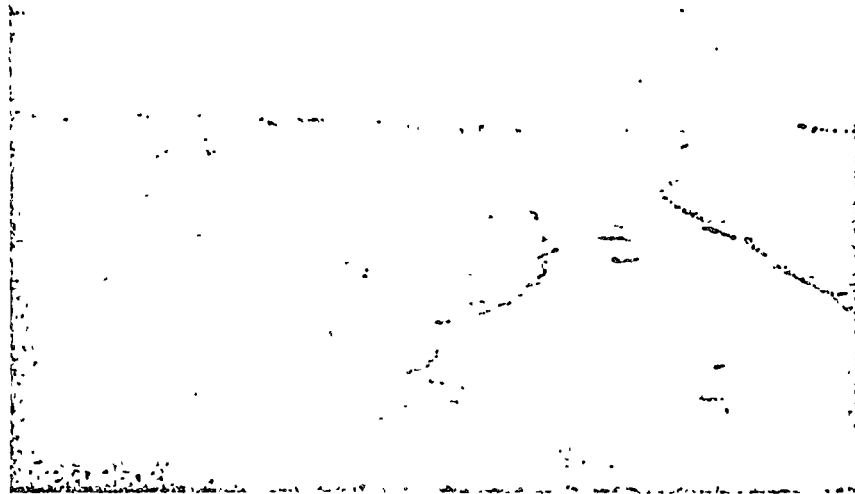
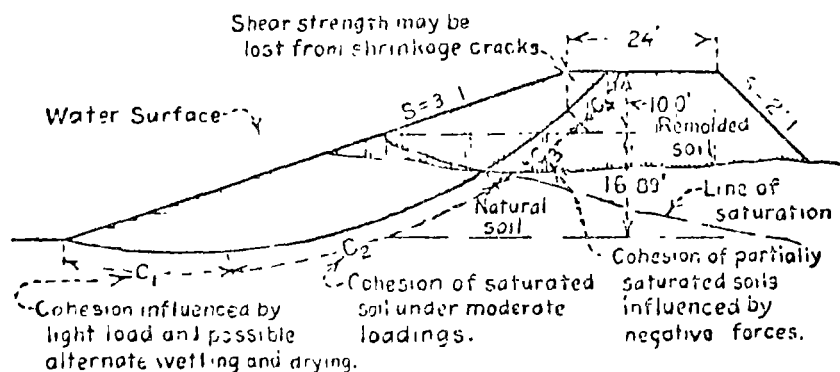


FIGURE 19. Slide in earth section — Front Kern Canal - California.

Figure 20 is a typical slope condition for a canal section in expansive clay. As shown on the figure, the cohesion at the base of the sliding arc (C_1) will be influenced by saturation, low loadings, and possible drying and resaturation. High volume changes and resulting low cohesion can, therefore, be anticipated. The soil above this segment and below the saturation line will be saturated, will be moderately loaded, and will be less likely to be subject to severe cycles of wetting and drying. Therefore, the cohesion of this segment (C_2) may be greater than C_1 . Above the line of saturation, free water conditions do not exist, and the cohesion of the soil



DESIGN OF SLOPES

FIGURE 20. Slope conditions in expansive clays.

(C_3) is influenced by capillary and other tension forces, and may be quite high. As shrinkage cracks often open to depths of several feet when expansive-type clays become very dry, the cohesive (C_c) and frictional strength at the uppermost part of the arc cannot be relied upon. The above factors must be considered in any stability study.

Figure 21 is a photograph of a slide of a $1\frac{1}{4}$:1 slope of a concrete-lined section of the Friant-Kern Canal. Deep, longitudinal shrinkage cracks occurred extensively along the banks and the clays at the base of the slopes became soft. The extent of shrinkage cracking can be seen readily at the upper part of the slide in the figure. Slides of this type have been occurring from 2 to 10 years after the canal was put into operation. This example further points up the length of time often involved for expansion and saturation of these clays.

Protective measures which can be taken to guard against shear failures in expansive-type clays are as follows:

- (1) The soil can be removed to adequate depth and breadth, and be replaced with nonexpansive soils.
- (2) Means for keeping moisture from entering or leaving the clay can be adopted. Shear failures have not occurred on the slopes of the Friant-Kern or Gateway Canals, where asphaltic membranes were placed between the concrete lining and the subgrade clays.
- (3) Designs can be adopted which will fit the soil conditions. For the moderate to highly expansive clays studied, slopes varying from $2\frac{1}{2}$:1 to $3\frac{1}{2}$:1 will usually provide adequate stability for banks about 25 feet high, even under relatively rapid drawdown conditions.
- (4) The clay soil can be stabilized by the addition of cement,

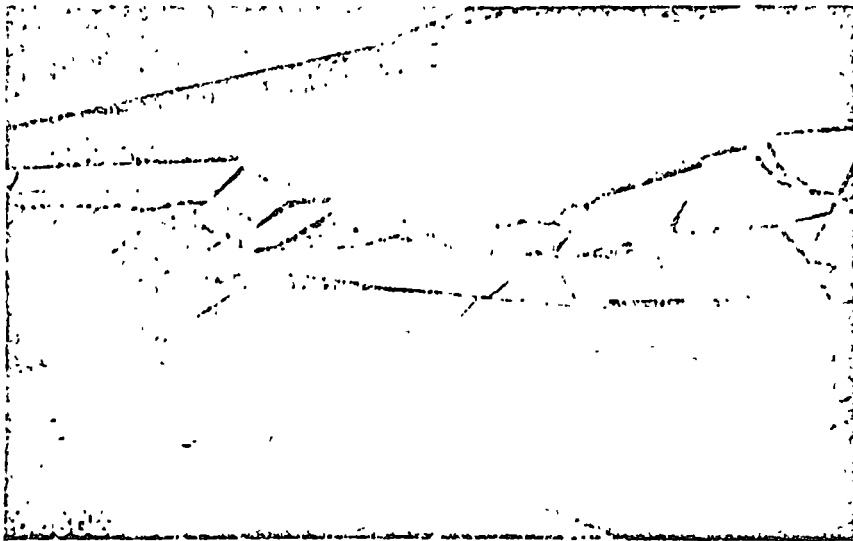


FIGURE 21. Slide in concrete-lined section -- Friant-Kern Canal -- California.

lime, or other additives. The most practical way to secure such stabilization today is to remove the expansive clay and replace with compacted clay treated with the additive. Sufficient depth and breadth of treated soil, as necessary, to achieve the desired stability would be required, just as in the method involving refilling with nonexpansive soils.

An attempt was made to stabilize a section of Friant-Kern Canal bank by electrochemical methods. This detailed experiment is only briefly discussed herein. Figure 22 shows the layout for the trial section, 310 feet long. Perforated aluminum pipe anodes were placed 6 feet deep in the toe of the slope at 30-foot intervals. Iron well-point cathodes, 25 feet long, were also placed at 30-foot intervals, and near the top of the slope just above the water surface. A chemical distribution system was provided to supply chemical solutions to the anodes and the cathode well-points were provided with means for removing drainage water. The d-c electric power source consisted of two rectifiers, each capable of supplying 7.5 kw.

The Ca-beidellite soil at this site is a moderately expansive clay with characteristics similar to Soils 22 to 26. The exchangeable cations are largely calcium and magnesium with about 10 percent of sodium and practically no potassium. Detailed electro-chemical tests first were made on small specimens in the laboratory to study the chemicals and amount of electricity best suited to the field experiment. From these tests, it was decided to introduce a 1:1 mixture of 7 percent KCL solution and 3 percent

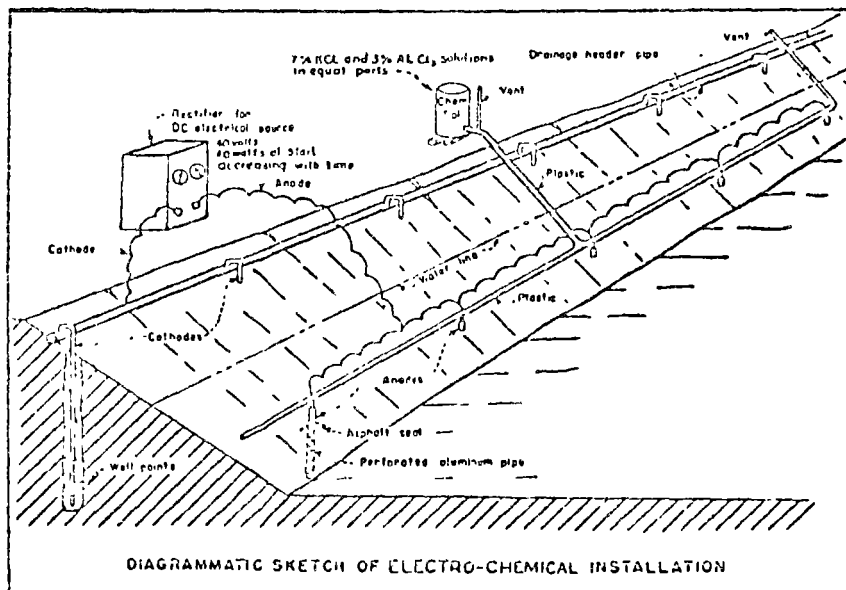


FIGURE 22. Electro-chemical stabilization experiment — Friant-Kern Canal — California.

$AlCl_3$ solution at the anodes. The purpose of the chemicals was to add potassium which has greater fixing power in the expanding lattice and to add aluminum which has stabilizing characteristics. In one of the four units into which the section was divided, $CaCl_2$ was introduced first for 1 month in an attempt to open the soil. For the entire section, the applied voltage was kept at about 40 and the amperage varied from about 40 at the start of the test to near zero at the end of the test, about 5½ months later. After the experiment was completed, vane shear tests were made at the site and undisturbed samples were secured for soil and chemical tests in the laboratory. The results of these tests, although quite irregular, showed that favorable stabilization took place only within about 4 feet from the anodes. This was manifested principally in a decrease of exchangeable Na cations and increased K cations, and probable stabilizing effects of aluminum. While this, undoubtedly, added some strength to the slope, it was not considered adequate to definitely stabilize the slope and would not prevent heaving of lining in concrete-lined sections. Based on the vane test values, the total shear strength of the softer clays increased from about 2 to 5 psi, and the firmer clays from 5 to 15 psi. These are average values for the soil within 4 feet of the anodes. The base exchange and Atterberg characteristics are briefly summarized as follows:

	Exchangeable Cations					Liquid Limit	Plasticity Index
	Na		K		Ca + Mg		
	mc/100 g	%	mc/100 g	%	mc/100 g		
Treated Section 4' from anode	1.84	4.9	2.5	8.7	31.4	46	26
10' to 20' from anode	2.78	8.1	0.7	2.0	33.1	—	—
Untreated Section	2.26	5.6	0.7	1.8	37.8	55	33

While the above discussion of stability has been principally related to the design of hydraulic structures, the same type of thinking must be used in the design of nonhydraulic structures when stability is a problem under operating conditions which are liable to produce detrimental moisture changes. The ravelling of embankment or cut slopes fall into this category. Numerous cycles of wetting from rain and runoff and drying produce a very loose soil condition and subsequent wetting or runoff may produce an unstable condition. The proper slopes and the establishment of good sod often helps to alleviate this condition.

COMPARISON OF PROPERTIES OF VARIOUS EXPANSIVE CLAYS

There are both similarities and dissimilarities in the properties of expansive clays found throughout the West. The greatest difference appears to exist between soils containing Na-montmorillonite and soils containing Ca-beidellite as might be expected. The Ca-beidellite Porterville clays from central California show very similar differential-thermal characteristics to the Ca-beidellite-illite Beaumont clays from Texas. The physical properties, including volume change and shear characteristics, are quite similar.

An attempt was made to correlate the general physical characteristics of expansive clays with their volume change properties for many Western clays with the data available. It was thought that, if expansive clays were grouped into the low, medium, high, and very high categories, as discussed previously, some relationship between expansion and the initial moisture-density conditions might be developed for specific load conditions. This was not entirely successful.

The Porterville clay from the Delta-Mendota Canal (Soil 17) used in the moisture-density plot, Figure 2, was classed as medium-to-high on the basis of colloid content, plasticity index, and shrinkage limit index properties. Samples of the same soil taken at other nearby locations (Soils 18 and 19) have index properties which would place them in the medium expansive group. The quantitative dry-to-saturated volume change tests made on these latter soils showed the clays to have actual total volume changes of 11.0 to 11.3 percent. This would also place them in the medium category. Several other soils were selected from widely separated locations, each having colloid contents, plasticity indexes, and shrinkage limits, which would place them in the same group of total expansiveness. The laboratory volume change data obtained from undisturbed and remolded samples of these soils were then added to Figure 2. The specific gravities of the clays selected for this comparison were very close to that of the Delta-Mendota clay. It can be seen that the expansions are considerably different than those obtained from the Delta-Mendota soils for some of the soils and quite similar for other soils. Similar comparisons were made for clays in the other three groups of expansiveness with only partial correlation being apparent. Other types of data analyses are to be attempted.

The apparent lack of good correlation on this basis is not surprising when one considers all of the variable factors which affect expansion. It has already been shown that there is considerable difference in the volume change characteristics of the same clay in natural and remolded conditions. Similarly, reworking from weathering can also affect the characteristics. It has further been shown that different expansive clays have entirely different load-volume change characteristics. This is probably related to the complex clay structure and past geologic histories. The type and amount

of clay mineral present in a soil also plays a very significant part in the behavior characteristics of any particular expansive clay soil.

Although it is not possible to predict accurately the behavior of these soils found throughout the West on a plot such as Figure 2, when moisture, density, load, and index properties are known, the index properties listed on Table 2 are quite useful for determining the broad degree of possible expansion when judgment is used. It has been found that these general criteria can be used for expansive clays located throughout the West. As shown in Figure 4, the majority of the soils studied fall within the criteria limits regardless of location and natural conditions. When accurate data are required for design purposes, it is necessary to make quantitative laboratory tests. However, considerable time and expense can be saved by eliminating from such tests the soils found to be in a low category of expansion by the index test criteria, giving proper consideration to moisture, density, and load conditions.

ACKNOWLEDGMENTS

The author wishes to express his appreciation to Mr. H. J. Gibbs for his assistance in reviewing this paper and in discussions related to data analyses; and to Mr. John Merriman for his assistance in the preparation of exhibits and plotting of data.

REFERENCES

- Holtz, W. G., and Gibbs, H. J., 1956, Engineering properties of expansive clays: ASCE Trans., Paper 2814, v. 121, p. 641.
Wagner, A. A., 1957, The unified classification system: Proc. 4th Internat. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, v. I, p. 125; Bur. Reclamation Earth Manual, May, 1958, Paper 1a/30.

DISCUSSION

JEWELL R. BENSON*

The effective control of high-volume change soils is essential and critical to many phases of engineering in today's construction. The control is of great importance to foundations and walls of various buildings, to street and highway pavements and especially, to modern airfield pavements for jet aircraft. The most stringent of specification requirements for alignment, grade and surface smoothness are frequently brought to naught through the ignoring of the effects of expansive and shrinking soils, or the inability to control such soils by conventional means. The rapid obsolescence or high maintenance cost of buildings suffering from the effects of volume change, with resultant pressures and movements is well known, and has been emphasized by several of the speakers at this conference.

The angles of attack on this soils problem are manifold, as has been

*Consulting Bituminous Engineer, Denver, Colorado.

PROYECTO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES
SUPERFICIALES

ING. LUIS BERNARDO RODRIGUEZ

I N D I C E

TEMA 5. CONSTRUCCION.

CONCEPTO	PAG.
5.1 INTRODUCCION	1
5.2 EXCAVACIONES	1
5.2.1 Excavaciones con talud	1
5.2.2 Excavaciones ademadas	13
5.3 EXPANSIONES	21
5.3.1 Cálculo de expansiones	21
5.3.2 Algunas medidas para disminuir las expansiones.	23
5.4 CONTROL DE FILTRACIONES	24
5.4.1 Métodos de abatimiento del nivel freático.	25
5.5 DAÑOS A ESTRUCTURAS VECINAS	31
5.5.1 Movimientos asociados con una excavación.	31
5.5.2 Asentamientos debidos al abatimiento del nivel freático.	31
5.5.3 Algunos pasos para prevenir daños en estructuras vecinas.	32

TEMA 5.- CONSTRUCCION

5.1.- INTRODUCCION.

En los temas tratados anteriormente, se han descrito los métodos para lograr un comportamiento adecuado de varios tipos de cimentaciones so meras. En general, una cimentación se considera satisfactoria, si no transmite al subsuelo presiones que excedan su capacidad de carga o - que provoquen excesivos asentamientos. Sin embargo, ciertos tipos de cimentación que pueden ser completamente aceptables desde los dos pun tos de vista anteriores, pueden ser también extremadamente difíciles- o imposibles de construir, o su construcción puede provocar asenta- - mientos excesivos en las estructuras vecinas. Por lo tanto, la elabo raci ón de un buen procedimiento de construcción de la cimentación de- berá considerarse como un factor importante y, en ocasiones, decisivo en la solución final de cimentación que se adopte.

5.2.- EXCAVACIONES.

La mayoría de las estructuras que se construyen son cimentadas por de bajo de la superficie del terreno, lo cual implica realizar excavacio nes cuya profundidad depende del tipo de cimentación elegido de acuer do con los temas tratados anteriormente.

Son varios los factores que se deben tomar en cuenta para realizar -- una excavación; a continuación se describen los aspectos más impor-- ta ntes:

5.2:1. EXCAVACIONES CON TALUD.

La condición principal para realizar este tipo de excavaciones es que exista suficiente espacio en las vecindades de donde se efectuará la excavación para desarrollar los taludes con la inclinación que se ob- ten ga de los análisis; esta inclinación es función del tipo y propie

dades del suelo o roca, la profundidad de la excavación y el tiempo que la excavación debe permanecer abierta.

a) Tipos de falla.

Los tipos de falla más frecuente que se presentan en los taludes de una excavación, son los siguientes:

- Fallas por rotación.
- Fallas por deslizamiento o traslación.

En el primer caso, se define una superficie de falla curva a lo largo de la cual ocurre el movimiento del talud; esta superficie forma una traza con el plano del papel que puede asimilarse, por facilidad y sin error mayor, a una circunferencia.

En el segundo caso, la falla ocurre a lo largo de superficies débiles en el cuerpo del talud, o en su cimentación, las cuales suelen ser horizontales o muy poco inclinados respecto a la horizontal.

En la figura 1 se presenta la nomenclatura usual en taludes simples, así como los diversos tipos de falla.

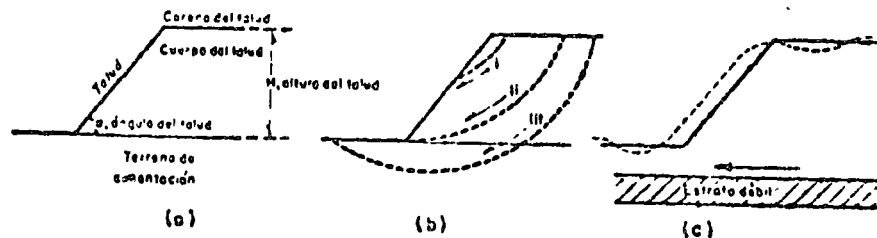


FIG. 1 . Nomenclatura y fallas en el cuerpo de taludes
a) Nomenclatura
b) Fallas por rotación
I Local
II Por el pie del talud
III De base
c) Falla por traslación sobre un plano débil

b) Análisis de estabilidad.

A continuación se presenta el método de análisis de estabilidad de taludes para los tipos de falla antes mencionados, a fin de encontrar su inclinación estable.

b.1. Taludes en arena.

La estabilidad de un talud en suelo "puramente friccionante" - - ($c = 0$, $\phi \neq 0$), tal como una arena limpia, es una consecuencia de la fricción que se desarrolla entre las partículas, por lo cual, para garantizar estabilidad, bastará que el ángulo del talud sea menor que el ángulo de fricción interna, ϕ del material, que en un material suelto, seco y limpio se acerca mucho al ángulo de reposo.

Si el ángulo α es muy próximo a ϕ , los granos de arena próximos a la frontera del talud, no sujetos a ningún confinamiento importante, quedarán en una condición próxima a la de deslizamiento incipiente, que no es deseable por ser el talud muy fácilmente erosionable por agua y viento. La experiencia ha demostrado que si se define un factor de seguridad como la relación entre los valores de la tangente de los ángulos α y ϕ ($F.S. = \frac{\tan \phi}{\tan \alpha}$), basta que tal factor sea del orden de 1.1 a 1.2 para que la erosionabilidad superficial no sea excesiva.

b.2. El Método Suco.

Bajo el título genérico de Método Suco, se comprende todos los procedimientos de análisis de estabilidad de taludes respecto a falla por rotación en los que se considera que la superficie de falla es cilíndrica. Existen varios procedimientos para aplicar este método a los distintos tipos de suelo, a fin de ver si un talud dado tiene garantizada su estabilidad.

b.2.1 Suelos "puramente cohesivos" ($\phi = 0$, $c \neq 0$).

En este caso, se trata de un talud constituido por un material homogéneo con su suelo de cimentación y en el cual la ley de resistencia puede expresarse como:

$$S = C$$

donde C = cohesión

Para este caso, el método puede aplicarse según un procedimiento sencillo propuesto por A. Casagrande. La descripción que sigue se refiere a la figura 2:

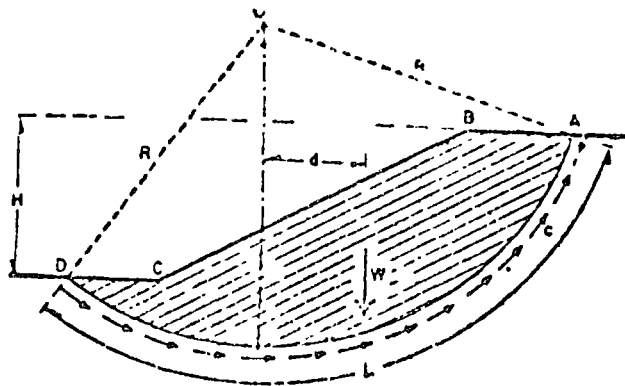


FIG. 2 Procedimiento de A. Casagrande para aplicar el Método Suco a un talud puramente "cohesivo"

Considerece un arco de circunferencia de centro en O y radio R. La masa de talud que se movilizaría, si esa fuera la superficie de falla, aparece achurada en la figura y puede considerarse que las fuerzas que tienden a producir el deslizamiento de la masa de tierra, llamadas fuerzas actuantes, son el peso del área ABCDA. El momento de esas fuerzas en torno a un eje normal a través de O, llamado momento motor será:

$$Mm = Wd$$

Las fuerzas que se oponen al deslizamiento son los efectos de la "cohesión" a lo largo de toda la superficie de deslizamiento su-
puesta; así, el momento de esas fuerzas respecto al eje de rota-
ción con centro en O, llamado momento resistente, será:

$$M_r = c L R$$

En el instante de falla incipiente, se cumple que:

$$M_m = M_r$$

y así, se define un factor de seguridad como:

$$F.S. = \frac{M_r}{M_m} = \frac{c LR}{Wd}$$

La experiencia permite considerar un valor de 1.5 como un valor-
de F.S. compatible con una estabilidad práctica razonable.

Por supuesto, no está de ningún modo garantizado que la superfi-
cie de falla escogida sea la que represente las condiciones más-
críticas del talud bajo estudio, (círculo crítico). Siempre - -
existirá la posibilidad de que el factor de seguridad resulte me-
nor al adoptar otra superficie de falla. Este hecho hace que el
procedimiento descrito sea un método de tanteos, en el cual, de-
berán escogerse diversos círculos de falla con otros radios y --
centros y ver que el factor de seguridad mínimo no sea menor que
1.5 antes de dar el talud por seguro. En la práctica es recomen-
dable encontrar primero el círculo crítico de los que pasen por-
el pie del talud y, posteriormente, el crítico que pase por la -
base. El círculo crítico del talud será el más crítico de los -
dos.

b.2.2 Suelos con cohesión y fricción ($c \neq 0$, $\phi \neq 0$).

En este caso, se trata de un talud construido y cimentado sobre-

un suelo que tiene una ley de resistencia al esfuerzo cortante -- del tipo:

$$S = C + \sigma \operatorname{Tg} \phi$$

C = cohesión

ϕ = ángulo de fricción interna

El procedimiento más popular y expedito para calcular la estabilidad en este tipo de suelos, es el de las "dovelas", debido a Fellenius, el cual se expone a continuación.

En primer lugar se propone un círculo de falla y la masa de tierra deslizante se divide en dovelas, del modo mostrado en la figura 3:

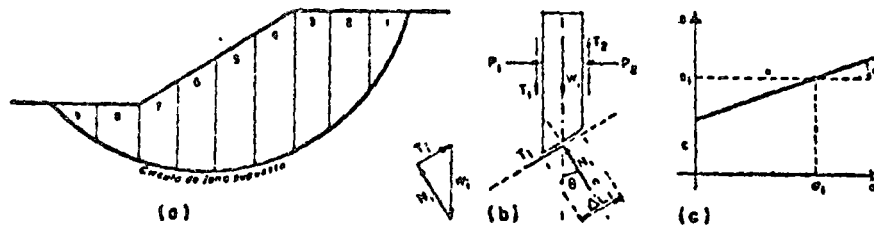


FIG. 3 . Procedimiento de las "Dovelas" o de Fellenius

El número de dovelas es cuestión de elección, pero debe considerarse que a mayor número de dovelas los resultados del análisis se hacen más confiables.

El equilibrio de cada dovela puede analizarse como se muestra en la parte b de la figura 3; W_i es el peso de la dovela de espesor unitario. Las fuerzas N_i y T_i son las reacciones normal y tangencial del suelo a lo largo de la superficie de deslizamiento L_i . Las dovelas adyacentes a la estudiada, ejercen ciertas acciones sobre ésta, que pueden representarse por las fuerzas normales P_1 y P_2 y por las tangenciales T_1 y T_2 .

En el procedimiento de Fellenius se hace la hipótesis de que el efecto de las fuerzas P_1 y P_2 se contrarresta; es decir se considera que esas dos fuerzas son iguales, colineales y contrarias. También se acepta que el momento producido por T_1 y T_2 , que se consideran de igual magnitud, es despreciable. Estas hipótesis equivalen a considerar que cada dovela actúa en forma independiente de las demás y que N_i y T_i equilibran a W_i .

El cociente $N_i / \Delta L_i$ se considera una buena aproximación al valor de σ_i , presión normal actuante en el arco ΔL_i . Con este valor de σ_i puede entrarse a la ley de resistencia al esfuerzo cortante del suelo de que se trate (parte c figura 3) y determinar así el valor, S_i , resistencia al esfuerzo cortante que se supone constante a lo largo del arco ΔL_i .

El momento motor debido al peso de las dovelas puede calcularse como:

$$M_m = R \sum |T_i|$$

Puede observarse que la componente normal, N_i , del peso de la dovela no produce momento dado que ésta pasa por 0, centro del círculo de falla.

El momento resistente es debido a la resistencia al esfuerzo cortante, S_i , que se desarrolla en la superficie de deslizamiento de cada dovela y vale:

$$M_r = R \sum S_i \Delta L_i$$

Calculados el momento resistente y el motor puede definirse el factor de seguridad.

$$F.S. = \frac{M_r}{M_m} = \frac{\sum S_i \Delta L_i}{\sum |T_i|}$$

La experiencia ha demostrado, al igual que en el caso anterior, que una superficie de falla que resulte con F.S. mayor o igual a 1.5 es prácticamente estable.

El método de análisis consistirá igualmente, de un procedimiento de tanteos hasta encontrar el círculo crítico. El criterio del proyectista juega un importante papel en el número de círculos ensayados - hasta encontrar un F.S. razonable; en general es recomendable que el ingeniero no respaldado por experiencia en este aspecto, no regatee esfuerzo ni tiempo en los cálculos a efectuar.

La presencia de flujo de agua en el cuerpo del talud ejerce importantísima influencia en la estabilidad de éste y debe ser tomada en cuenta. En este caso, es necesario realizar la red de flujo para conocer las presiones de agua, u_i que actúan en cada dovela y efectuar el cálculo del momento resistente a base de presiones efectivas - $S_i = C + (U_i - u_i) Tg \phi$. Asimismo es de tomarse en cuenta para el momento motor, las fuerzas de filtración que actúan en el cuerpo del talud debido al flujo de agua.

En este caso no entraremos en detalle a este análisis dado que, en general, al realizar excavaciones para cimentación de estructuras bajo el nivel freático, se hace necesario el abatimiento de éste, eliminando así la influencia del flujo de agua en la estabilidad del talud.

b.2.3 Suelos Estratificados.

Frecuentemente se presentan en la práctica taludes formados por diferentes estratos de suelos distintos, que pueden idealizarse en forma similar al caso de la figura 4.

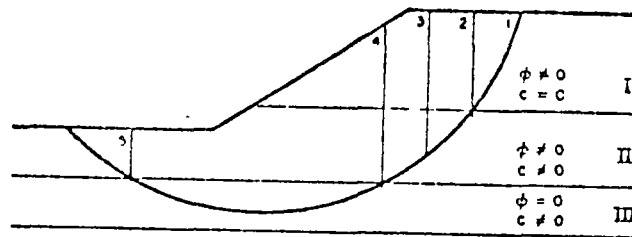


FIG. 4 . Aplicación del Método Sueco a taludes en suelos estratificados

Ahora puede realizarse una superposición de los casos tratados anteriormente. En la figura se suponen tres estratos: el I, de material puramente friccionante, el II de material cohesivo y friccionante y el III formado por suelo puramente cohesivo.

Puede considerarse a la masa de suelo deslizante, correspondiente a un círculo supuesto, dividido por dovelas, de modo que ninguna base de dovela caiga entre dos estratos, a fin de lograr la máxima facilidad en los cálculos.

Un problema especial se tiene para obtener el peso de cada dovela. Ahora debe obtenerse en sumandos parciales, multiplicando la parte del área de la dovela que caiga en cada estrato por el peso específico correspondiente.

Las dovelas cuya base se localiza en los estratos I y II, deberán tratarse según el método de Fellenius. La zona correspondiente al estrato III debe tratarse de acuerdo a lo mencionado en el inciso b.2.1. Los momentos motor y resistente totales se obtienen sumando los parciales calculados para cada estrato y con ellos puede obtenerse el F.S. correspondiente al círculo de falla elegido. Usando varios arcos de circunferencia se podrá llegar al F.S. mínimo, que no debe ser menor de 1.5 al igual que en los casos anteriores.

Suponiendo que la masa de suelo, que se moviliza es la abcd, puede admitirse que la cuña abf ejerce un empuje activo sobre la parte central bcef; este empuje trata de hacer deslizar la parte mencionada, oponiéndose a éllo una reacción F a lo largo de la superficie cb y el empuje pasivo desarrollado en la cuña cde.

Los valores de los empujes activo, Pa, y pasivo, Pp, pueden calcularse por la teoría de Rankine. (Ref. 1).

Si el suelo del estrato débil es puramente cohesivo, el valor de la fuerza F es simplemente cb C, donde C es la cohesión del material. Si el estrato débil es arenoso y está sujeto a una subpresión que reduzca la presión normal efectiva correspondiente al peso de la masa ecbf en una cantidad importante, la fuerza F deberá calcularse a partir de su valor deducido de la resistencia, con la presión normal efectiva. $(\sigma - u)$.

El factor de seguridad puede definirse como:

$$F. S. = \frac{F + Pp}{Pa}$$

c) Algunos métodos para mejorar la estabilidad de taludes.

Para orientar al calculista en la forma de obtener el círculo crítico de un talud, a continuación se indican algunos métodos para mejorar la estabilidad de taludes en excavaciones, cuyas condiciones originales no sean satisfactorias.

c.1 Tender taludes.

A primera vista, quizá pudiera pensarse que esta solución sea la más obvia y sencilla en la práctica, sin embargo, muchas veces es irrealizable prácticamente hablando.

Si el terreno que constituye el talud es puramente friccionante - la solución es indicada, pues, según se vió, la estabilidad de este tipo de suelo está definida por la inclinación del talud. En suelos cohesivos, por el contrario, la estabilidad del talud está condicionada por la altura del mismo y la ganancia al tender el talud es escasa y, en ocasiones, mala. En suelos con cohesión y fricción, el tender el talud producirá un aumento en la estabilidad general.

Por otro lado, muchos requisitos prácticos tales como invasión de zonas urbanas, condiciones económicas emanadas del movimiento de grandes volúmenes de tierra, etc., hacen imposible tender los taludes en gran cantidad de casos prácticos.

c.2 Bermas.

En excavación, se denominan bermas, a las superficies que se localizan en el cuerpo del talud, a fin de aumentar su estabilidad. - En la figura 6 se ilustra en un esquema el concepto antes mencionado.

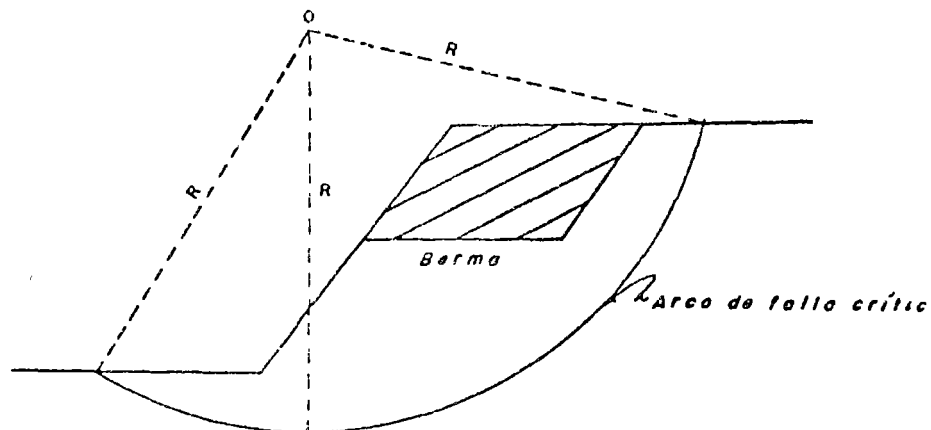


Fig. 6 Efecto de una berma.

En general una berma produce un incremento en la estabilidad, debido a que, por una parte, se elimina parte del peso del material,

logrando con ésto, una disminución del momento motor, (parte achurada de la figura 6) y por la otra, aumenta el momento resistente al obligar la berna a un incremento en la longitud del arco de falla.

En los cálculos prácticos, ha de tenerse en cuenta que la presencia de la berna modifica la ubicación del "círculo crítico" por lo que su colocación implica un nuevo cálculo de la estabilidad del nuevo talud. En la práctica se debe tener especial cuidado de colocar las bermas donde sea más efectiva su influencia para disminuir el momento motor, con objeto de lograr en el menor tiempo el círculo crítico.

5.2.2 EXCAVACIONES ADEMADAS.

El proyecto de muchos edificios, principalmente en áreas urbanas congestionadas, se hace de tal forma de abarcar la totalidad del predio disponible o adyacente a estructuras existentes lo cual implica que, al efectuar la excavación, ésta deba realizarse verticalmente, requiriendo de un ademe o ataguía. Por lo general estos ademes son de madera, de acero, de una combinación de elementos de madera y acero o de concreto armado (tablestacas de concreto y muros colados en sitio). En la figura N° 7 se muestran los diferentes tipos de ademe o ataguías más comúnmente usados.

El procedimiento que se sigue en el caso de ataguías de madera, concreto (piezas prefabricadas) y acero es, en general, el siguiente: En primer lugar, se procede al hincado de la ataguía siguiendo el contorno de la excavación a efectuar y hasta una profundidad mayor del fondo de la misma y tan pronto como la excavación va avanzando se van colocando, -- contra la ataguía, puntales de acero o de madera, colocados transversalmente a la excavación y apoyados en largueros longitudinales llamados "madrinas". (Ver figura 8).

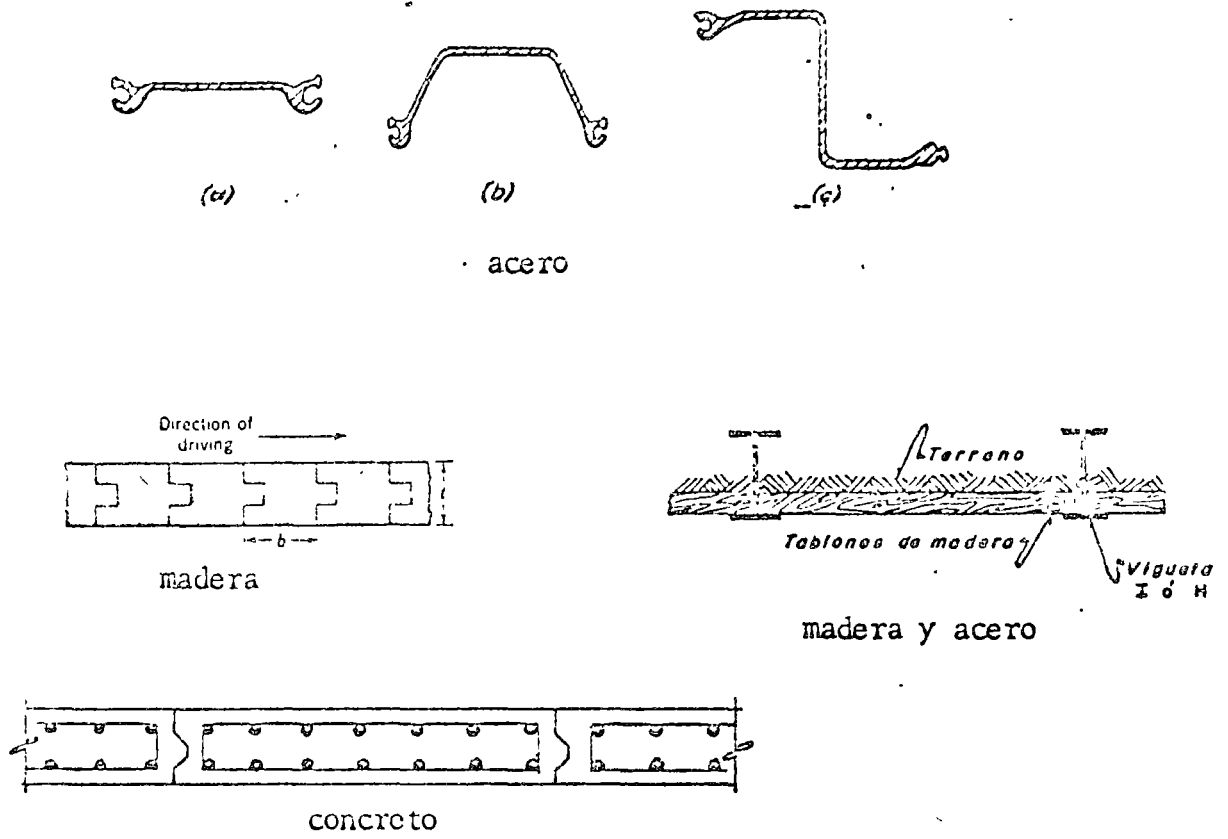


Fig. 7 Tipos de ademe o ataguías.

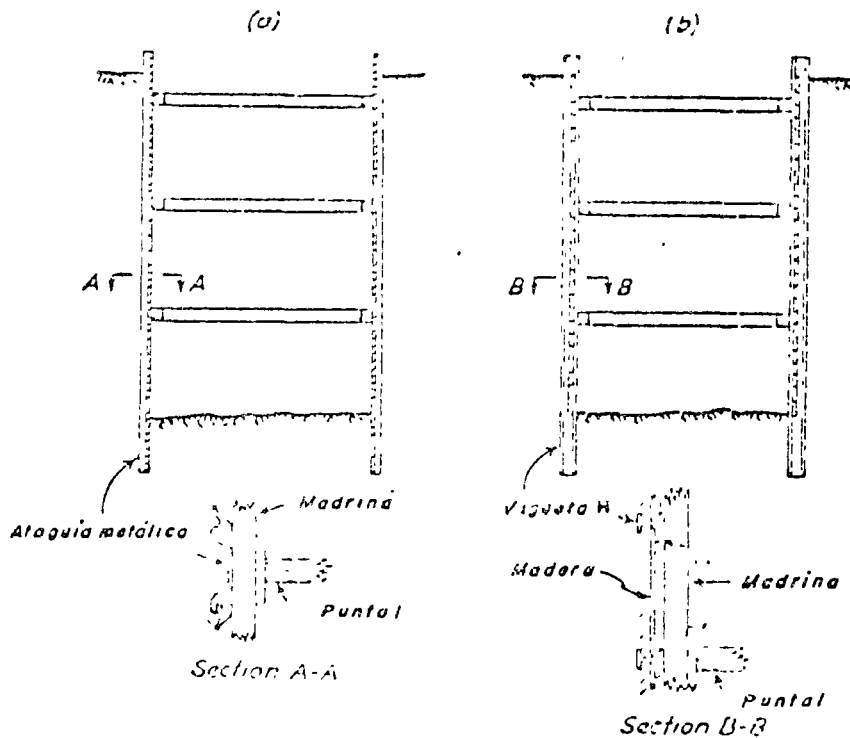


Fig. 8. Secciones típicas de ademe en excavaciones.

El proceso continua hasta que la excavación llega al nivel de desplante.

El procedimiento de "Muro Colado in situ" consiste en colar primero -- los muros perimetrales de la cimentación, dentro de zanjas excavadas -- con un cucharón de almeja provisto de una barra guía, estabilizando la zanja con lodo bentonítico y colando el concreto dentro de la zanja con una trompa de colado, previa colocación del acero de refuerzo. El concreto de alto revenimiento desaloja al lodo bentonítico y se forman -- así los muros de la cimentación de la estructura por construir. La -- longitud de los tableros es generalmente de 5 a 6 m. y la profundidad debe ser tal, que quede aproximadamente entre 1.50 y 2.50 m. por debajo del desplante de la excavación. Una vez fraguados los muros, se excava el prisma de tierra comprendido entre ellos, apuntalando los muros conforme avance la excavación. En figura 9 se ilustra éste procedimiento.

Cuando el ancho de la excavación es demasiado grande para permitir el uso de puntales entre las paredes, el procedimiento que se sigue usualmente es excavar la parte central del área hasta su profundidad de desplante y colar la parte de cimentación correspondiente, de tal forma -- que la parte construida sirva como elemento de soporte para los puntales. Este procedimiento se indica en la figura 10.

a) Empuje lateral.

En general la carga que soportarán los puntales es el dato que mas necesita preocuparle el ingeniero proyectista; para ésto, será necesario conocer la magnitud y distribución del empuje del suelo sobre la ataguía. Esta magnitud y distribución depende no solo de las propiedades del suelo, sino también de las restricciones que el elemento de soporte oponga a la deformación del propio suelo y de la flexibilidad de la estructura de contención en general.

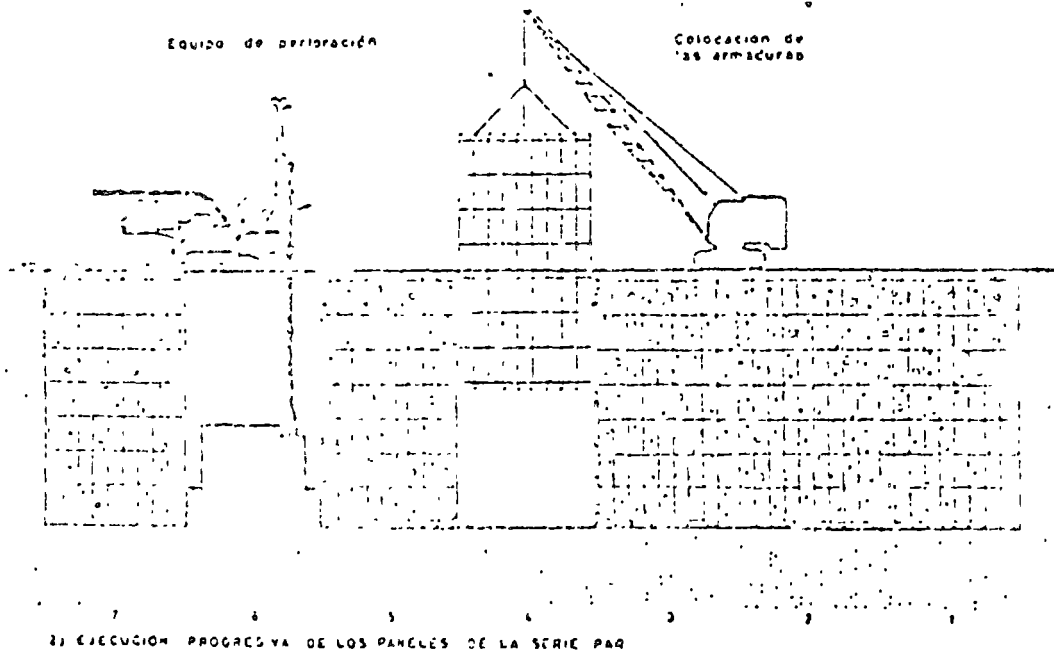
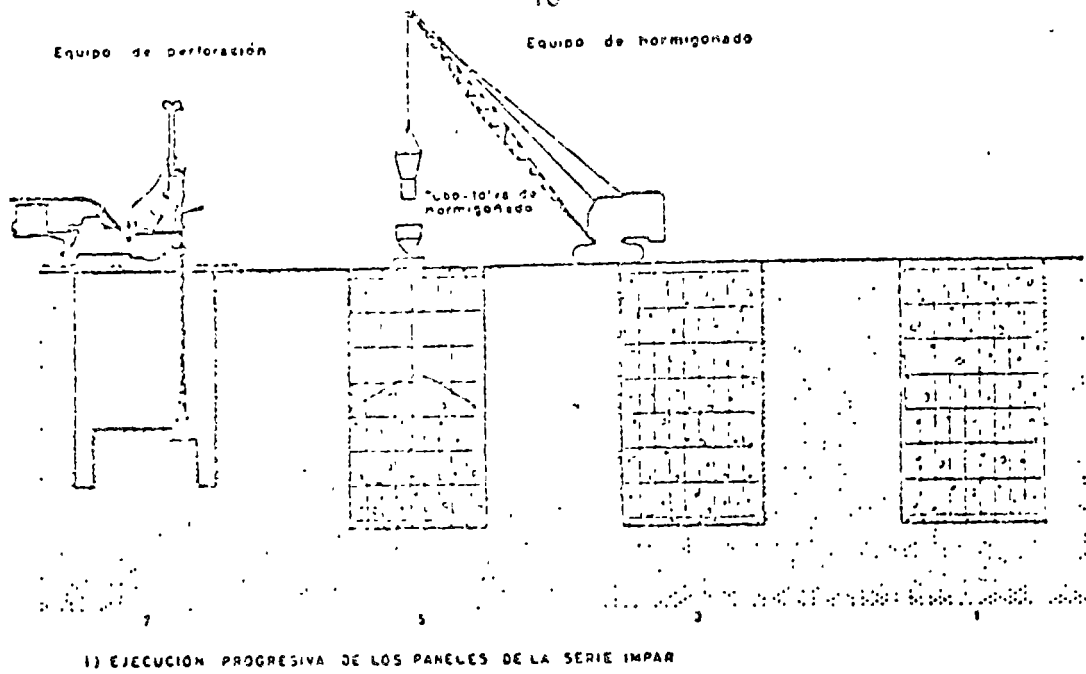


Fig. 9 Proceso de ejecución de "Muro colado in situ"

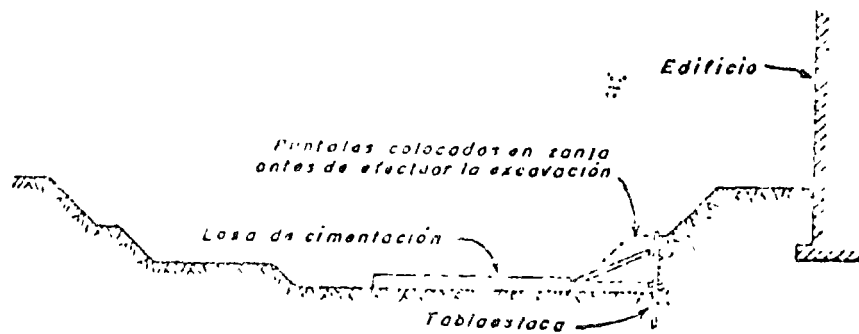


Fig. 10 Apuntalamiento típico en excavación ancha.

Conforme la excavación avanza, la rigidez proporcionada por los puntales ya colocados, impide el desplazamiento del suelo en las zonas próximas a los apoyos de los puntales. Por otra parte, bajo el efecto -- del empuje, el adome en las zonas inferiores gira hacia adentro de la excavación, de manera que la colocación de los puntales en esas zonas -- va precedida de un desplazamiento del suelo que será mayor, cuanto mayor sea la profundidad de excavación. Este tipo de deformación es -- equivalente, desde el punto de vista de la distribución de presiones, -- a un giro del elemento de soporte alrededor de su extremo superior. -- En estas condiciones de deformación, las teorías clásicas de empuje de tierra no son aplicables y, por lo tanto, para calcular el empuje en -- este tipo de estructuras, es necesario recurrir a mediciones efectuadas sobre modelos a escala natural o en obras reales.

A este respecto, Terzaghi y Peck, en base a mediciones efectuadas en -- el campo, propusieron para diseño una envolvente sencilla de forma tra -- pecial, útil para ser aplicada en cualquier tipo de excavaciones adema -- das. En la figura 11 se muestran dichas envolventes.

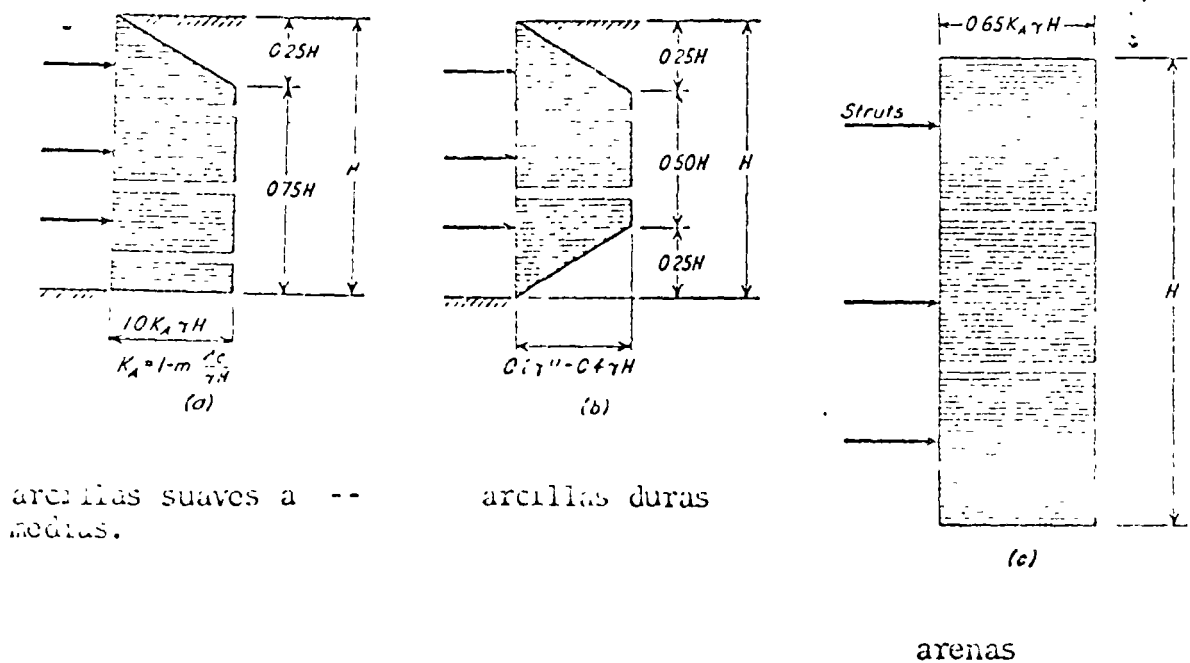


Fig. 11 Diagrama de presiones para diseño de puntales.

Para calcular la carga que deben soportar los puntales, se ha desarrollado un procedimiento simplificado el cual ignora los efectos de continuidad de la ataguía convirtiendo el problema en estáticamente determinado. Las cargas de los puntales se obtienen calculando las reacciones de varias vigas independientes según se muestra en la figura 12. La ataguía será calcularse como una viga continua.

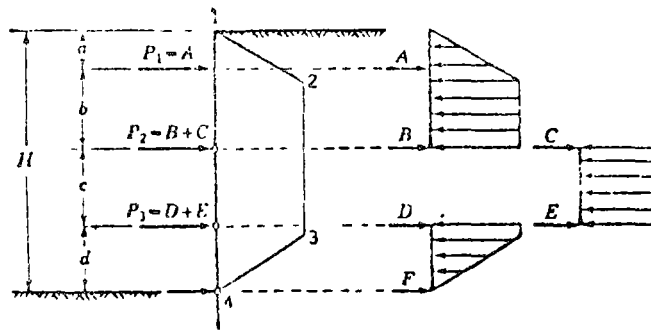


Fig. 12.- Cálculo de la carga de los puntales P en una excavación adomada.

b) Falla por el fondo.

Uno de los aspectos que es importante de considerar en el estudio de estabilidad de excavaciones adomadas en arcilla, es el de la posible falla del fondo de las mismas.

Se ha observado en multitud de excavaciones profundas hechas en arcilla, blanda sin las debidas precauciones, que al rebasar cierta profundidad, el fondo deja de ser estable, los bufamientos, hasta entonces normales, se incrementan considerablemente y la arcilla empieza a fluir hacia la excavación tendiendo a cerrada. Esto ocasiona que se levante el fondo de la excavación y, además, acarrea deformaciones de toda la zona de excavación y asentamientos considerables de sus vecindades en cuestión de horas.

Las consecuencias que se derivan de ello pueden ser desastrosas si a una

distancia de la excavación menor o igual al ancho de la misma, existen estructuras.

En general, todos los criterios que existen sobre el análisis de falla por el fondo de la excavación, consideran el problema como un problema equivalente al de capacidad de carga, en el que el material que subyace a la excavación debe tener la resistencia al corte suficiente para soportar los esfuerzos que produce en el fondo la presión vertical no equilibrada, al nivel de la excavación, debido al peso de los bloques de suelo que lo limitan a uno y otro lado.

Al igual que en el problema de capacidad de carga, los valores menores del F.S., corresponden a una excavación infinitamente larga respecto a su ancho y los mayores a una excavación cuadrada.

La capacidad de carga de una arcilla, a una profundidad D_f está dada, según la fórmula de Skempton por:

$$q_c = c N_c + \gamma D_f$$

Si sobre el suelo existe una sobrecarga de magnitud q , el valor de q_c pasa a ser:

$$q_c = c N_c + \gamma D_f + q$$

En el segundo miembro de la ecuación anterior, el término $c N_c$ representa la resistencia del suelo a lo largo de una superficie de falla, en tanto que el término $\gamma D_f + q$ representa el esfuerzo al nivel de desplante debido al peso del suelo suprayacente y a las sobrecargas que hubiere. En el caso de una excavación, en el instante de falla de fondo incipiente, la resistencia a lo largo de la superficie de falla, $c N_c$, se opone al flujo del material hacia el fondo de la excavación, a donde tiende a moverse por el efecto de la presión $\gamma D_f + q$. (Ver figura 13).

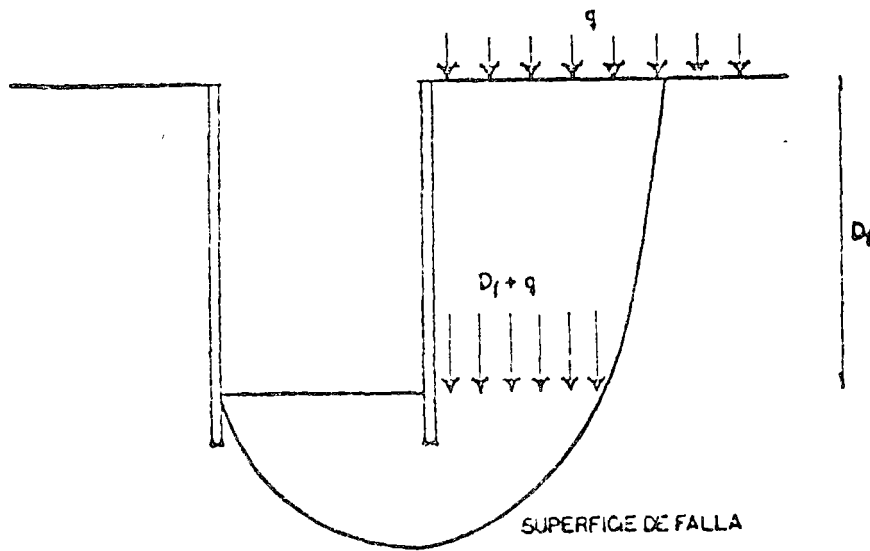


FIG 13 Mecanismo de falla de fondo en excavaciones en arcilla

Es evidente que, en el instante de la falla de fondo se tendría que

$$C.Nc = \gamma Df + q$$

y un factor de seguridad contra talle de fondo quedaría expresado por

$$F. S. = \frac{C.Nc}{\gamma Df + q}$$

En la práctica, un valor de 1.5 para el F.S. parece ser suficiente en todos los casos, pues por comparación con resultados obtenidos en fallas reales la aproximación de los cálculos resulta ser del orden de $\pm 20\%$.

Es importante considerar la influencia que tiene el flujo de agua hacia el interior de la excavación en la estabilidad de la misma, el cual, de no controlarse crea en el fondo de la excavación fuerzas de filtración ascendentes que tienden a favorecer la falla.

5.3.- EXPANSIONES.

La remoción de tierra durante una excavación produce una descarga de los estratos de suelo que se encuentran bajo el fondo de ésta; tal descarga, si la excavación se realiza en materiales arcillosos, se traduce en una expansión de los estratos afectados por la misma, cuya magnitud depende de las dimensiones del área excavada, de la profundidad, del coeficiente de expansibilidad del suelo y del tiempo que la excavación dure abierta.

El fenómeno de expansión durante la excavación presenta dos etapas: la primera, una expansión relativamente rápida que se verifica a la misma velocidad que el avance de la excavación y que parece ser un fenómeno de tipo elástico y, la segunda, mas lenta, que va acompañada por un incremento en el contenido de agua de la arcilla y es un proceso que se prolonga con el tiempo, debido a lo cual, es importante mantener el menor tiempo posible la excavación abierta.

5.3.1 CALCULO DE EXPANSIONES.

a) Expansiones elásticas.

Las expansiones elásticas se calculan utilizando la gráfica que se muestra en la figura 14, con un sistema similar al utilizado en la carta de Newmark, para el cómputo de la distribución de esfuerzos verticales con la profundidad, el cual se describe a continuación:

Para calcular las expansiones primeramente se dibuja el área que se descargará a una escala tal que la profundidad Z de excavación sea igual a la longitud indicada como Z en la figura 14. La plantilla del área descargada se coloca en tal forma que el centro de la carta coincida con el punto en el cual se desea calcular la expansión. A continuación se cuenta el número de cuadros cubiertos por el área descargada y se calcula el valor de la expansión en el punto considerado utilizando la siguiente fórmula, la cual considera un valor de la relación de Poisson del suelo de 0.5:

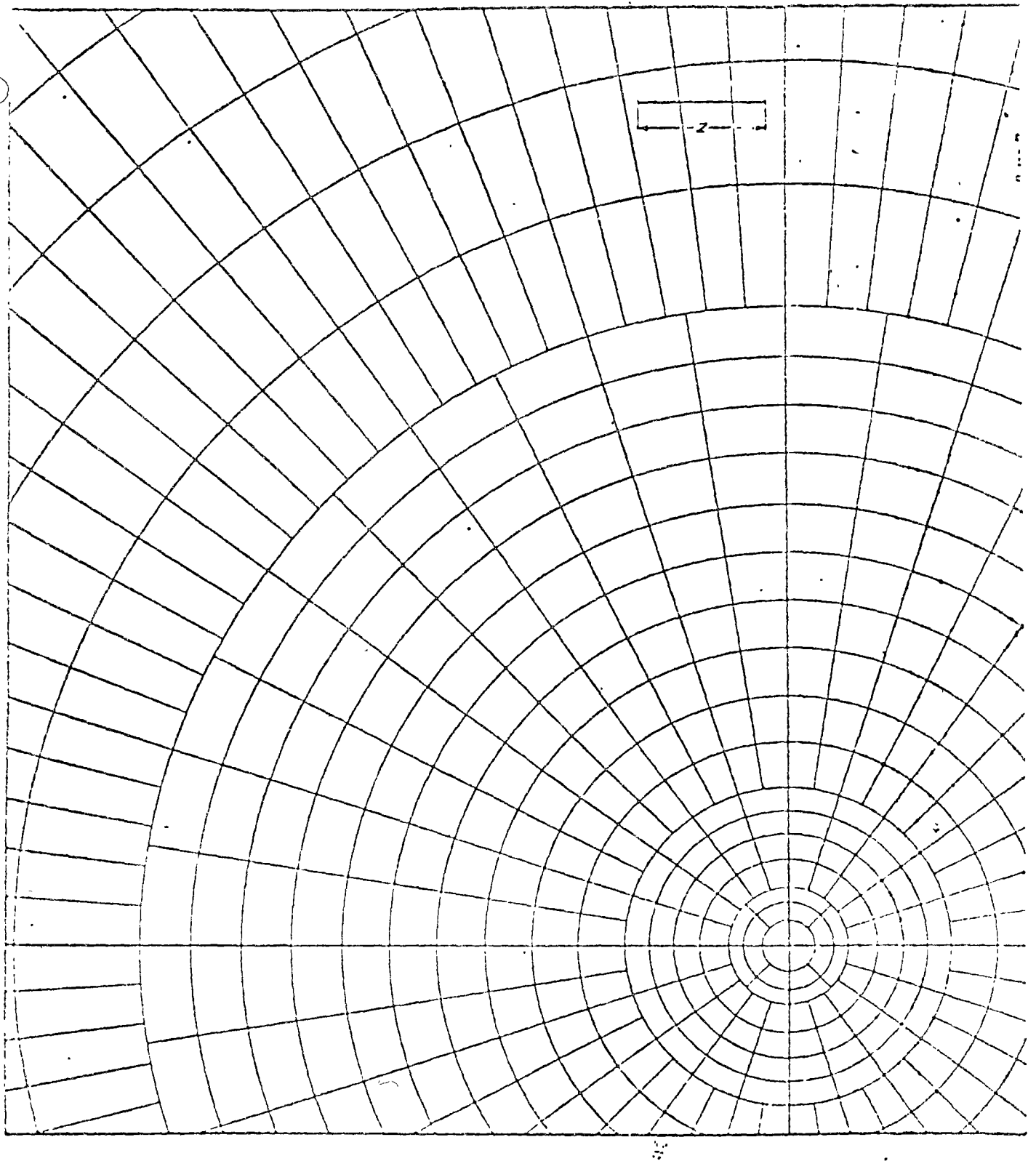


Fig. 14.- Carta de influencia para desplazamientos verticales a una profundidad Z ,
Relación de Poisson $\mu = 0.5$

$$S = 0.015 N P \bar{z} / E$$

donde:

S = Expansión en el punto considerado

N = Número de cuadros

P = Magnitud de la descarga

\bar{z} = Profundidad de la excavación.

E = Módulo de elasticidad del suelo

b) Expansiones por consolidación.

En este caso, el procedimiento es similar al del cálculo de asentamientos, solo que en vez de utilizar la carga, se utiliza la descarga de la excavación y se computa el valor de la influencia que ésta tiene en los estratos que la subyacen; con los datos obtenidos y los resultados de las pruebas de expansibilidad del suelo que se trate, se calculan las expansiones para el tiempo t que se estimará abierta la excavación.

5.3.2 ALGUNAS MEDIDAS PARA DISMINUIR LAS EXPANSIONES.

A continuación se indican algunas medidas que han comprobado su valor práctico para disminuir expansiones, movimientos que posteriormente se traducirían en asentamientos de la estructura.

a) Excavación por etapas.

La realización de una excavación por etapas disminuye importantemente el valor de las expansiones debido a que como se vió anteriormente las dimensiones del área excavada influyen grandemente en la magnitud de las expansiones.

b) Abatimiento del Nivel Freático.

Otro factor que contribuye importantemente a controlar las expansiones durante la excavación cuando ésta se realiza bajo el nivel freático, es el abatimiento del mismo, debido a que el bombeo de agua induce al subsuelo una sobrecarga, al cambiar el estado del mismo de sumergido a saturado. Esta sobrecarga contraresta la descarga que sufre la excavación debido a la remoción del suelo.

c) Disminución del tiempo que dure abierta la excavación.

Es importante recalcar, que otro de los factores que influyen en el valor de las expansiones es el tiempo que la excavación dure abierta; por lo que es importante que una vez que se llegue a la profundidad de desplante se proceda de inmediato al colado de la losa de cimentación en el mínimo tiempo posible. Esto puede disminuir grandemente el valor de las expansiones totales.

5.4.- CONTROL DE FILTRACIONES.

Cuando la construcción de una cimentación requiere de una excavación bajo el nivel freático, es necesario realizar un abatimiento de dicho nivel por debajo de la profundidad de desplante.

El abatimiento del nivel freático es necesario por las siguientes razones:

- a) Intercepta al flujo de agua que se presenta en taludes y fondo de la excavación manteniendo la excavación seca.
- b) En el caso de excavaciones con taludes, incrementa la estabilidad de éstos, como ya se mencionó anteriormente.
- c) En el caso de excavaciones adomadas, favorece el factor de seguridad contra falla de fondo por las razones expuestas en el capítulo correspondiente.

d) En el caso de excavaciones en materiales arcillosos de alta compresibilidad bajo carga y alta expansibilidad al descargarlos, el abatimiento del nivel freático auxilia el control de las expansiones que se producen durante la excavación según se explicó en el capítulo anterior. - Al disminuir las expansiones a su valor mínimo posible, se garantiza que la resistencia al corte del suelo que subyace a la excavación no disminuye grandemente conservando los F.S. que se tienen contra la estabilidad de la excavación.

5.4.1 METODOS DE ABATIMIENTO DEL NIVEL FREATICO.

El nivel freático puede abatirse empleando varios métodos, cuya elección depende del tamaño y profundidad de la excavación, de las condiciones geológicas y de las características del suelo. Para lograr un abatimiento efectivo es de fundamental importancia que el sistema esté bien diseñado, instalado y operado. En la figura 15, se presenta en una gráfica el sistema de abatimiento que es recomendable utilizar, en función de la granulometría del suelo en el que se desea realizar el abatimiento.

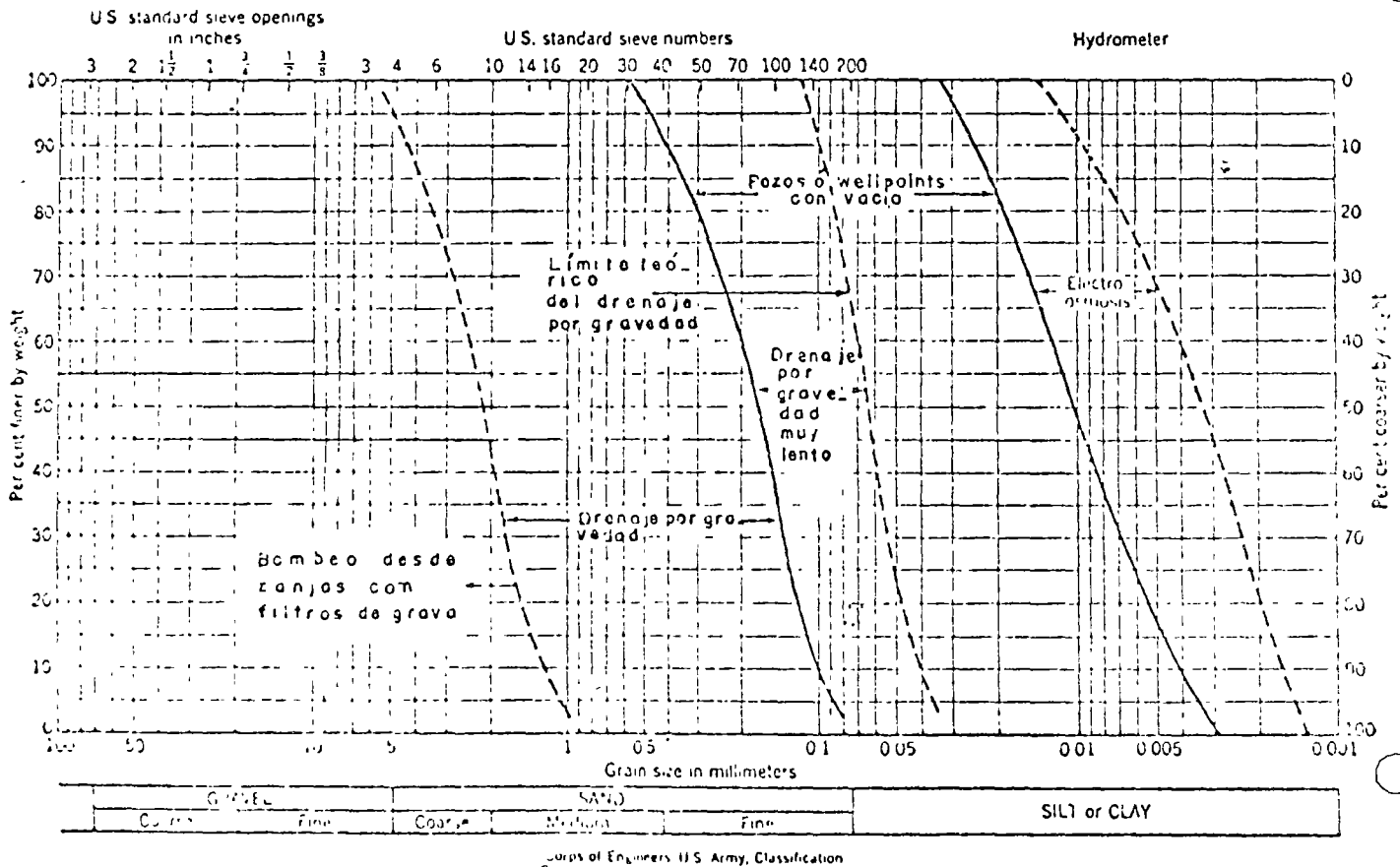


Fig. 15 Sistema de abatimiento aplicable a diferentes suelos.

a) Zanjas y Cárcamos.

En excavaciones pequeñas y en algunos tipos de suelos (densos o cementados) es a veces posible permitir flujo de agua en los taludes para coleccionarlos en zanjas que reconozcan a cárcamos, de los cuales, el agua puede extraerse por medio de bombas autocebantes, según se ilustra en la figura 16.

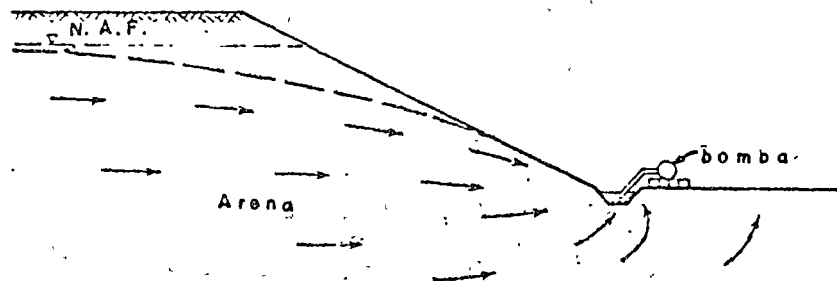


Fig. 16.- Abatimiento del N.F. utilizando zanjas y cárcamos.

En ocasiones, es necesario colocar filtros tanto en las zanjas como en los cárcamos, con objeto de prevenir arrastres de material, principalmente cuando el suelo contiene lentes de arena fina o limo arenoso.

b) Pozos punta (Well Points).

El nivel freático en materiales granulares puede ser abatido por medio de pozos punta (Well Point) a profundidades hasta de aproximadamente 5 m. (15'). Un pozo punta es un tubo perforado de aproximadamente 1 m (3') de longitud y 1 1/2" de diámetro cubierto por una malla cilíndrica con objeto de no permitir la entrada de partículas finas. En el fondo del tubo, lleva insertada la cabeza, la cual permite instalar el pozo por medio de chiflonco, sin necesidad de manobras de hincado.

Para abatir el nivel los pozos se colocan en una línea espaciados de 1.00 a 2.00 m. entre sí y conectados a una tubería principal en la superficie del terreno, la cual es conectada a la bomba de succión. En la figura 17 se muestra una instalación típica de este sistema.

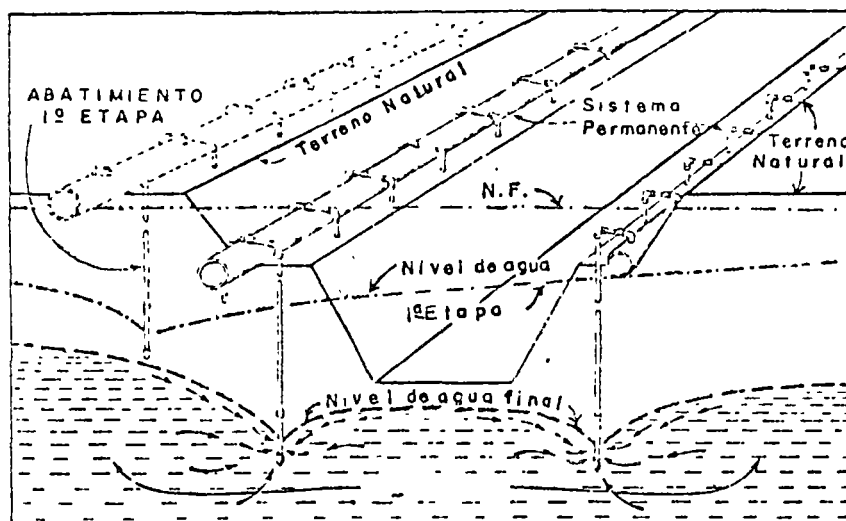


Fig. 17.- Instalación típica de un sistema de abatimiento con pozos punta.

Si la profundidad de la excavación es mayor de 5 m. bajo el nivel freático se requieren varias etapas de pozos punta, las cuales se van instalando conforme avanza la excavación. En la figura 18 se muestra un sistema múltiple de pozos punta.

c) Bombeo profundo.

Para excavaciones muy profundas en materiales permeables, un sistema de pozos profundos de gran diámetro, equipados con bombas de pozo profundo, puede ser mas seguro y económico para abatir el nivel freático que el sistema de pozos punta. En la figura 19 se muestra un esquema típico de este tipo de sistema de abatimiento.

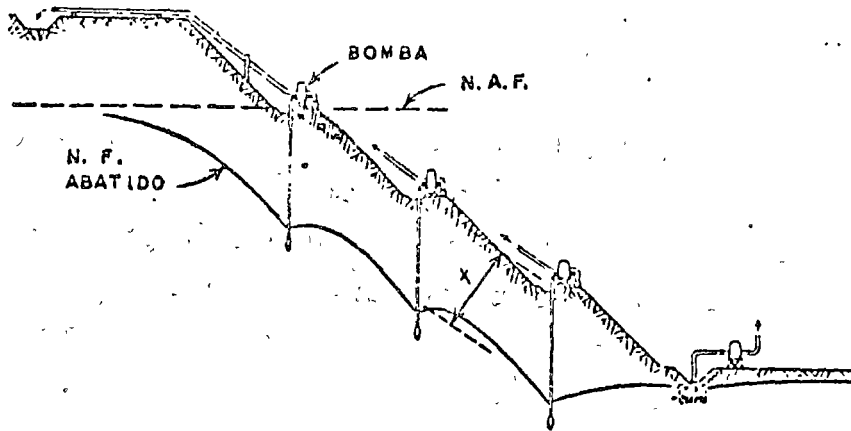


Fig. 18.- Sistema multiple de pozos punta.

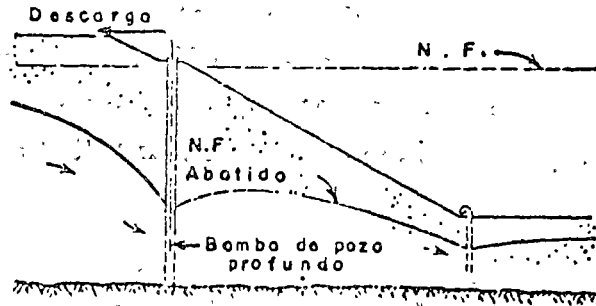


Fig. 19.- Bombeo con pozos profundos.

Cada pozo de bombeo consta de los siguientes elementos: Perforación, ademe, filtro y bombas de pozo profundo.

El diámetro de la perforación de los pozos varía entre 15 y 60 cm. y su profundidad depende de la profundidad de excavación; en su interior se coloca un ademe ranurado de diámetro tal que deje un espacio entre las paredes del pozo y las del ademe para colocar un filtro; - para evitar que el filtro pase al interior del ademe, si las ranuras del mismo son grandes se coloca una malla alrededor éste, de tal manera que cubra perfectamente las ranuras. Dentro del ademe se coloca la bomba de pozo profundo.

d) Pozos con sistema de vacío.

Cuándo la permeabilidad del suelo en el cual se desea abatir el nivel freático es baja, ($K=10^{-3}$ a 10^{-5} cm/seg), el abatimiento no puede hacerse simplemente por los métodos de bombeo por gravedad debido a que las fuerzas capilares evitan el flujo de agua en los huecos del suelo. En estos casos, el abatimiento tiene que realizarse induciendo vacío en los pozos de bombeo.

Este sistema consiste de pozos construidos como se menciona en el inciso anterior, pero sellando la parte superior con un material impermeable constituido por arcilla o bentonita. El bombeo se hace con un equipo capaz de mantener un vacío en el pozo y en el filtro que lo rodea. Esto produce una diferencia entre la presión atmosférica y la presión alrededor del pozo, incrementando con ello el flujo de agua hacia el mismo. En la figura 20 se ilustra este sistema.

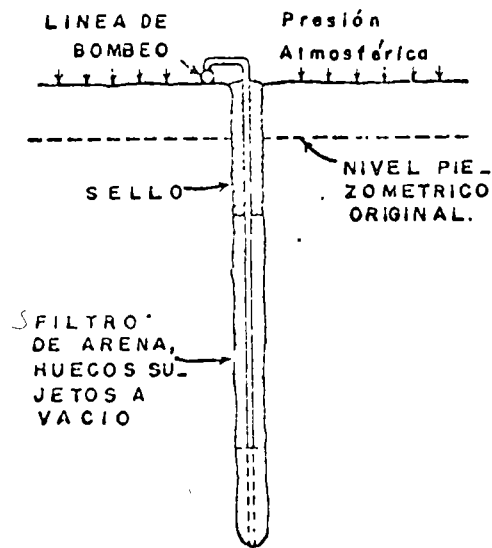


Fig. 20.- Pozo con sistema de vacío.

e) Electrólisis.

En la mayoría de los suelos en que se realizan excavaciones bajo el

nivel freático, éste puede ser abatido por alguno de los métodos descritos anteriormente o por combinaciones de ellos; sin embargo, algunos materiales, como limos, limos arcillosos, arenas arcillosas y arcillas, materiales muy impermeables, no pueden ser drenados por gravedad debido a que la baja permeabilidad hidráulica hace que el efecto de la extracción de agua del subsuelo se propague muy lentamente, con el consiguiente retraso en la ejecución de la obra. Para acelerar el proceso de abatimiento, se ha recurrido a la aplicación del fenómeno electrosmótico, haciendo uso del efecto acelerador de flujo de agua producido por una corriente eléctrica continua aplicada al suelo.

Si dos electrodos son introducidos en el suelo y se les aplica una corriente eléctrica continua, el agua contenida en el suelo tenderá a emigrar del polo positivo (ánodo) al polo negativo (Cátodo). Si el pozo de bombeo lo convertimos en cátodo, el agua que fluye hacia él, puede ser extraída del subsuelo por bombeo.

En la figura 21 se muestra una ilustración típica de este tipo de bombeo.

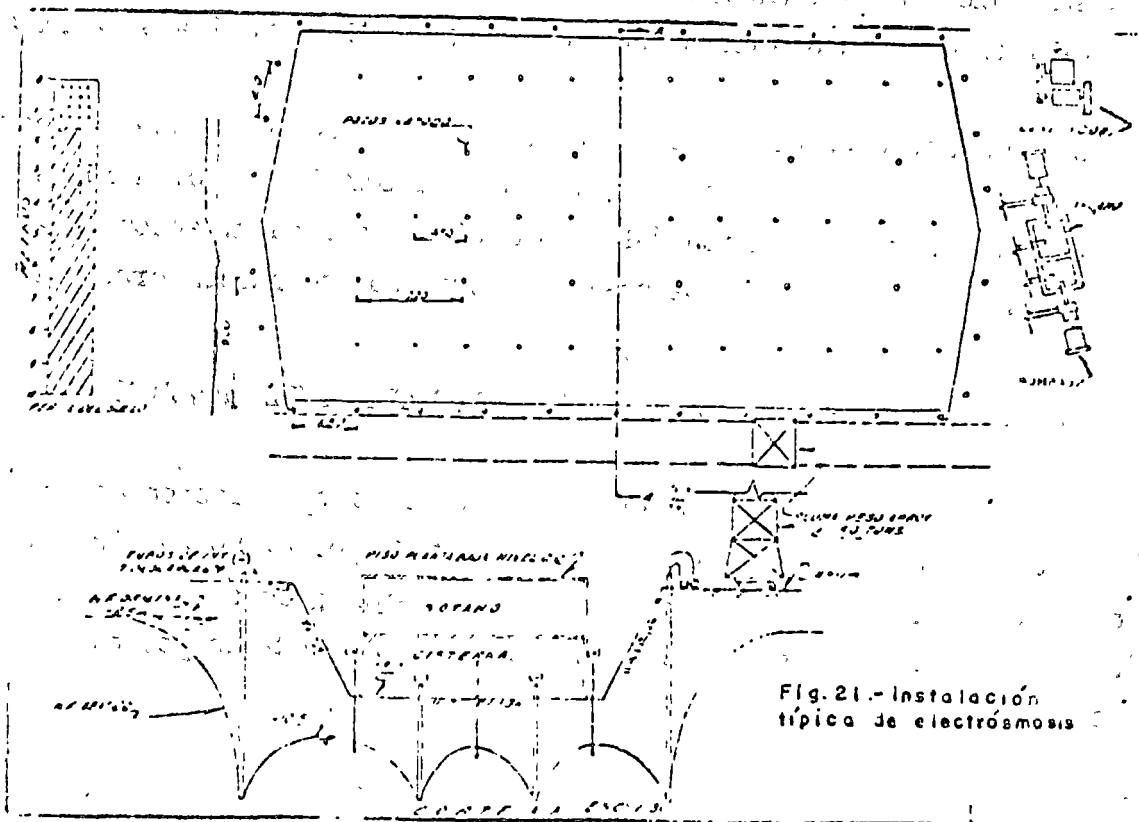


Fig. 21 - Instalación típica de electrosmosis

5.5.- DAÑOS A ESTRUCTURAS VECINAS.

Los efectos de la construcción de cimentaciones en estructuras vecinas, es un factor importante para seleccionar el procedimiento de construcción mas adecuado.

Los daños que se producen en estructuras vecinas debido a las operaciones de construcción de una cimentación dependen básicamente del tipo, rapidez y magnitud del movimiento que el edificio sufra y del tipo de construcción, edad y condición existente del mismo.

A continuación se mencionan a grandes rasgos los casos mas comunes de movimientos en estructuras vecinas debido a las operaciones de construcción.

5.5.1 MOVIMIENTOS ASOCIADOS CON UNA EXCAVACION.

La remoción de suelo durante una excavación, produce siempre un cambio en el estado de esfuerzos del suelo tanto bajo el fondo de la excavación como en sus lados, ocasionando con éllo, deformaciones de la masa de suelo que, generalmente, se traducen en asentamientos del área vecina a la excavación.

Un procedimiento de construcción diseñado, de acuerdo a todo lo mencionado en los capítulos anteriores, eliminará al máximo las deformaciones de la masa de suelo antes mencionadas, disminuirá los asentamientos en áreas vecinas y, en consecuencia los posibles daños que se puedan producir.

5.5.2 ASENTAMIENTOS DEBIDOS AL ABATIMIENTO DEL NIVEL FREÁTICO.

Como ya se mencionó anteriormente, cuando el nivel freático es abatido, la presión efectiva de la masa de suelo afectada por dicho abatimiento se incrementa al cambiar el estado del mismo de sumergido a saturado, produciendo con ello una sobrecarga en toda la zona afectada por el abatimiento.

Cuando el material en que se efectúa el abatimiento es arenoso y, en consecuencia prácticamente incompresible, el incremento en la presión efectiva no produce asentamientos importantes, excepto en el caso que la arena sea extremadamente suelta. Sin embargo, en el caso de materiales compresibles (arcillas y limos), la sobrecarga inducida por el abatimiento puede producir grandes asentamientos en el área de influencia del mismo, sobre todo, si las condiciones de drenaje de los estratos compresibles son adecuadas.

Una de las formas de evitar al máximo estos asentamientos es ademar la excavación con una estructura impermeable con el objeto de evitar que el abatimiento se prolongue mas allá de los límites de la excavación.

En el caso de que la estructura de contención no sea lo suficientemente impermeable para eliminar el abatimiento por fuera del área excavada, ya sea por defectos de construcción o hincado de la misma o por el propio diseño de la atagüa, es a veces necesario para disminuir los asentamientos por abatimiento, el instalar pozos de recarga del nivel freático, inyectando a través de los mismos el agua que se bombea de la excavación.

5.5.3 ALGUNOS PASOS PARA PREVENIR DAÑOS EN ESTRUCTURAS VECINAS.

Los pasos que deben tomarse para evitar al máximo que la construcción de la cimentación produzca daños en propiedades adyacentes son:

- 1.- Levantar planos de las estructuras, determinar el tipo de cimentación de los mismos, estimar las cargas que transmite el subsuelo y establecer los movimientos permisibles.
- 2.- Evaluar las condiciones del subsuelo y métodos probables de construcción. Verificar comportamiento pasado de la construcción.
- 3.- Diseñar el sistema provisional de soporte del suelo durante la excavación, tipo de abatimiento y establecer el procedimiento de construcción.

- 4.- Una vez que se inicia la construcción, se deberán establecer programas de vigilancia para verificar el comportamiento de las estructuras y evaluar los procedimientos de construcción.
- 5.- Modificar el procedimiento de construcción en caso necesario.

REFERENCIAS

- 1.- Mecánica de Suelos Tomo II
E. Juárez Badillo, A. Rico Rodriguez
- 2.- Foundation Engineering
R.B. Peck, W.E. Hanson, T.H. Thornburn
- 3.- Soil Mechanics in Engineering Practice
Segunda edición K. Terzaghi, R.B. Peck
- 4.- Foundation Engineering
G.A. Leonards.
- 5.- Efectos de la Construcción de Cimentaciones en
estructuras cercanas.
D.J. D' Appolonia. Memorias del cuarto Congreso
Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería-
de Cimentaciones.
- 6.- Electrosmosis aplicada a la construcción
C.L. Flamand. E. Tamóz G. Solum, S.A.
Publicación interna N° 5

FIG. 1. TINASTRO

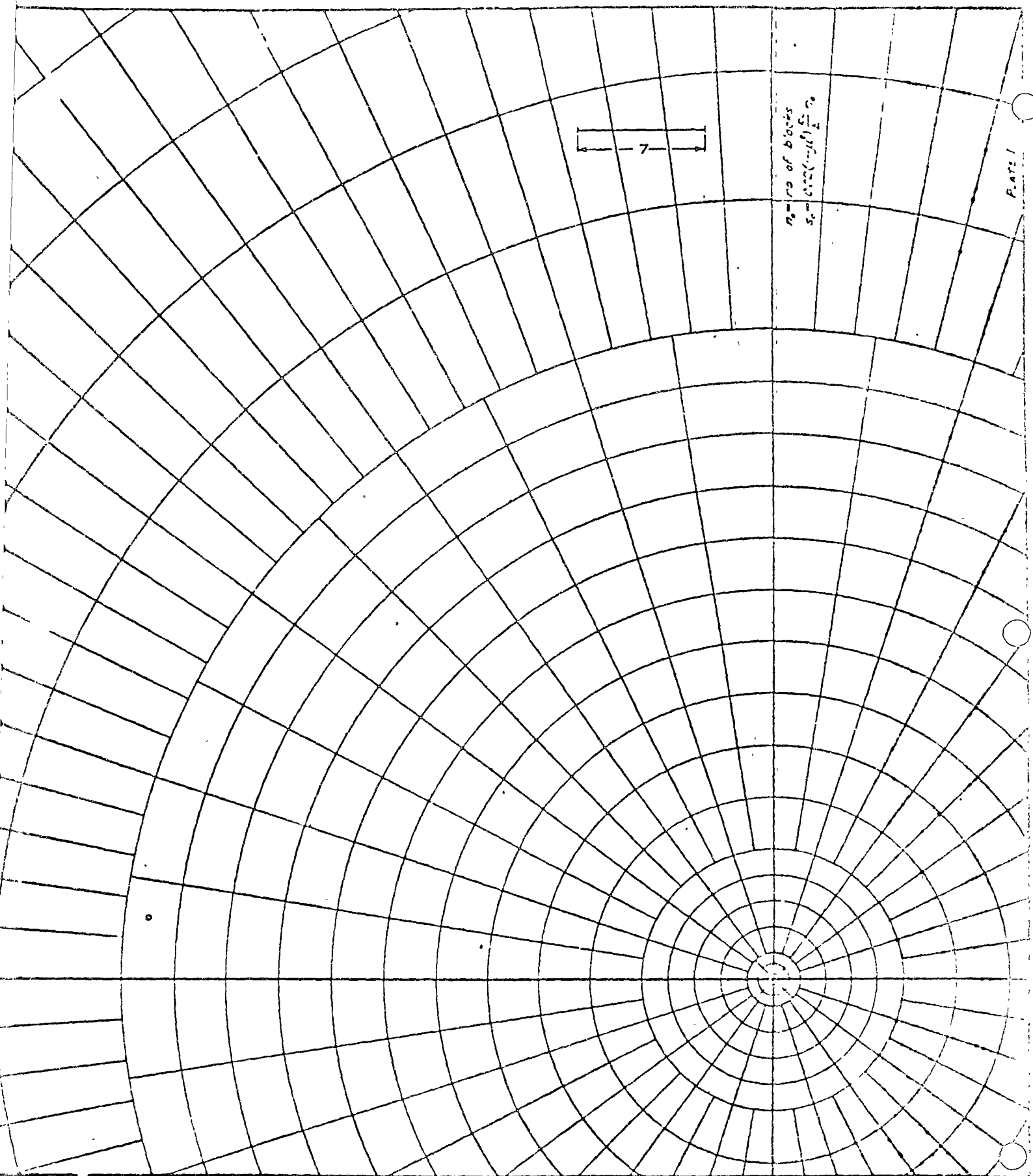


PLATE I

No. of blocks
 $S_0 = 222(1-1/2)$
 $S_1 = 20$

7

CURRICULUM VITAE

1. NOMBRE : FERNANDO RAMIRO LALANA.
2. PROFESION : INGENIERO CIVIL.
3. TRABAJOS DESEMPEÑADOS :
 - a) Ayudante de investigador en el Instituto de Ingeniería - (1964-1965).
 - b) Proyectista de puentes en la Secretaría de Obras Públicas (1966-1967).
 - c) Jefe de estructuras (cimentaciones) en Solum, S.A. - (1966-1967).
 - d) Jefe del departamento de estructuras en ISTME (1967-1970)
 - e) Jefe de proyecto en ICATEC (1971)
 - f) Superintendente de Ingeniería y Diseño Túnel, S.A., de C. V. (1972-1973).
 - g) Gerente de Ingeniería y Planeación en Túnel, S.A., de C.- V. (1973-1975).
 - h) Consultor de estructuras en Ingeniería de Pavimentos, S. A., desde 1970.
4. DOCENCIA :
 - a) Profesor de matemáticas en el Colegio Iberia en Puebla, Puc. (1961).
 - b) Profesor de Diseño Avanzado de Estructuras de Acero en la - Universidad Autónoma de Puebla. (1969).

- c) Profesor de Diseño Estructural Facultad de Ingeniería -
U.N.A.M. (1970).
- d) Profesor de Estructuras Metálicas en Facultad de Ingenie--
ría U.N.A.M. (1971).

CURRICULUM VITAE

NOMBRE : LUIS AYESTARAN RUIZ
FECHA DE NACIMIENTO : 29 de Septiembre de 1942
NACIONALIDAD : Mexicana
DOMICILIO : Agrarismo 34 - 2, México 18, D.F.
Tel. 515-30-22
ESTADO CIVIL : Casado
PROFESION : Ingeniero Civil
CEDULA PROFESIONAL : 155136

ESTUDIOS

Colegio México	3 años	1957 - 1959	Secundaria
Centro Universitario México	2 años	1960 - 1961	Bachillerato
Facultad de Ingeniería UNAM	5 años	1962 - 1966	Ingeniería Civil
División de Estudios Superiores de la Facultad de Ingeniería - - UNAM.	1 año	1967	Maestría en Planeación de Obras
Instituto Tecnológico de Massachusetts (M.I.T.)	3.5 años	1969 - 1972	Maestría en Ciencias, - Civil Engineering y Doc- torado en Ing. Civil.

TITULOS OBTENIDOS

- Ingeniero Civil
(U.N.A.M.)
- Maestría en Ciencias
(Instituto Tecnológico de Massachusetts)
- Civil Engineering
(Instituto Tecnológico de Massachusetts)

PROMEDIO

Carrera Ingeniería Civil	9.0
Maestría en Planeación de Obras	9.1
Maestría en Ciencias y Civil - - Engineering	9.5

ANTECEDENTES DE TRABAJO

1965 - 1966	Instituto de Ingeniería	Ayudante de Investigador Jefe Inmediato: Dr. Daniel Resendiz
1967	Instituto de Ingeniería	Prof. Adjunto e Investigador Jefe Inmediato: Dr. J. A. Nieto
1968 - 1969	Instituto de Ingeniería	Prof. Titular e Investigador Jefe Inmediato: Dr. J. A. Nieto
1969 - 1970	Instituto Tecnológico de Massachusetts (M.I.T)	Prof. Investigador Comisionado por la U.N.A.M. Jefe Inmediato: Dr. Robert U. Whitman
1970 - 1971	Instituto Tecnológico de Massachusetts (M.I.T.)	Prof. Adjunto en el Instituto Tecnológico de Massachusetts. - Consultor par- ticular en Mecánica de Suelos e Inge- niería Sísmica.
Feb. . 1972	Instituto Mexicano del - Petróleo Sol um, S.A.	Jefe del Departamento de Planeación Asesor Técnico Jefe Inmediato: Ing. Raúl López Roldán
Julio 1972 Sept. 1973	Sol um, S.A.	Superintendente Técnico Interceptoras- y Emisor Jefe Inmediato: Ing. Raúl López Roldán
Oct. 1973	Sol um, S.A.	Superintendente Ceotenía Jefe Inmediato: Ing. Raúl López Roldán
Mayo 1974	Facultad de Ing. UNAM	Profesor de Mecánica de <u>S</u> uelos

COLABORACION EN ESTUDIOS Y PROYECTOS

- I. Director y Coordinador del Proyecto Interamericano (UNAM - M.I.T.)-
en el estudio sobre Interacción Suelo Estructura.
 - a) Pruebas en modelos físicos
 - b) Pruebas en mesa vibradora
- II. Coordinador del Proyecto - Cimentaciones de Maquinaria (CFE Inst. de Ingeniería).
- III. Director de Diversos Proyectos en el Area de Ingeniería Civil (Instituto Tecnológico de Massachussetts).
 - a) Licuación de arenas sujetas a cargas dinámicas.
 - b) Respuesta de Cimentaciones piloteadas sujetas a cargas dinámicas.
 - d) Análisis dinámico y establecimiento de bases para diseño del edificio Westgate II (27 niveles) en Boston.
- IV. Interceptoras y Emisor
 - Diseño Sistema Abatimiento Nivel Freático
 - Diseño de Escudos
 - Aire Comprimido en Túneles
 - Mecánica de Suelos
- V. Asistencia a Congresos y Trabajos Publicados
 - Presentación de 2 estudios en el II Congreso de Ingeniería Sísmica en Veracruz.
 - Presentación de trabajos en el 1er. Congreso Internacional de Micronización en Seattle. Washington.
 - Presentación de trabajos en la V. Reunión Nacional de Mecánica de Suelos México, D.F.
 - Presentación de trabajos en la VI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Guadalajara, Jal.
 - Autor y coautor en más de 20 publicaciones relacionadas con Mecánica de Suelos. Ingeniería Sísmica y Túneles.

DISTINCIONES OBTENIDAS

Primer lugar en el segundo año de Ingeniería Civil en la Facultad de Ingeniería UNAM, otorgado por el Colegio de Ingenieros Civiles de México y por la UNAM.

Tercer lugar como pasante en la Generación 62 - 66, Facultad de Ingeniería UNAM.

Premio a la mejor publicación durante el año de 1974 en la Revista de Ingeniería Civil del Colegio de Ingenieros Civiles de México.

SOCIEDADES A LAS QUE PERTENECE

Miembro de la American Society of Civil Engineers (AS CE)

Miembro de la Sociedad Internacional de Ingeniería Sísmica

Miembro de la Sociedad Americana de Ingenieros Mineros y Metalúrgicos (AIME)

Miembro de la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos

Miembro de la Sociedad Mexicana de Mecánica de Rocas

Miembro de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica

Miembro de la National Geographic (Washington)

Miembro de la Sociedad de Ex-Alumnos del Instituto Tecnológico de Massachusetts

Miembro vitalicio de la Sociedad de Ex-Alumnos de la Facultad de Ingeniería UNAM.

CURRICULUM VITAE

ING. ENRIQUE TAMEZ GONZALEZ.

- Fecha de nacimiento: 11 de agosto de 1925.
- Ingeniero Agrónomo especialista en Irrigación de la Escuela Nacional de Agricultura, Chapingo, México. 1949
- Maestro en Ciencias de Ingeniería Civil de la Universidad de Michigan, con especialidades en Mecánica de Suelos e Hidráulica. 1952.
- Estudios adicionales de Post-grado en la Universidad de Harvard, en Mecánica de Suelos. 1953
- Observador Oficial durante un periodo de 8 semanas en la División de Presas de Tierra del U. S. Bureau of Reclamation, Denver, Colorado. 1953.
- Profesor de Mecánica de Suelos Aplicada, en la División del Doctorado de Ingeniería UNAM, de 1955 a 1974.
- Consultor en Mecánica de Suelos en diversas obras de presas, caminos, puentes y cimentaciones de edificios.
- Director Técnico de las Compañías SOLUM y CIA. MEXICANA DE AEROFOTO.
- Gerente Técnico de INGENIERIA DE SISTEMAS DE TRANSPORTE METROPOLITANO, S. A., que realizó la Ingeniería de Proyecto del Transporte Metropolitano de la Ciudad de México, D. F.
- Director Técnico de TUNEL, S. A. Empresa que construyó el drenaje profundo de la Ciudad de México.
- Vicepresidente Técnico del Grupo IC A.
- Actualmente, Director de la División de Ciencias Básicas e Ingeniería de la Universidad Autónoma Metropolitana, - Unidad Azcapotzalco, - México.

"CURRICULUM VITAE"

ING. ALFONSO RICO RODRIGUEZ.

ESTUDIOS

Ingeniero Civil. 1950 - 1954. Escuela Nacional de Ingenieros. UNAM.

Maestría en Ingeniería (Mecánica de Suelos. 1958. División del Doctorado -- de la Facultad de Ingeniería de la UNAM.

Estudios para Doctorado en Ingeniería. 1950 - 1962. División del Doctorado de la Facultad de Ingeniería de la UNAM.

TRABAJO

Desde 1953 en la Secretaría de Obras Públicas, donde actualmente es Jefe del Departamento de Geotecnia.

ACTIVIDADES DOCENTES

Desde 1954, es Profesor de la Facultad de Ingeniería de la UNAM. Desde -- 1959 es Profesor de la División del Doctorado de la misma Institución.

De 1955 a 1969 fué Profesor de la Universidad Iberoamericana.

En 1952 fué nombrado Jefe del Departamento de Suelos en esta Universidad y -- entre 1965 y 1969 fué consejero de carrera de Ingeniero Civil y miembro del -- Consejo Técnico de la escuela.

Actualmente es Profesor de carrera en la UNAM.

Ha impartido cursos y conferencias en practicamente en todas las Universi--- dades del País y en la Universidad Nacional de Ingeniería, en Lima, Perú, -- de la que es Profesor Honorario y en la Facultad de Ciencias Matematicas, -- Guayaquil, Ecuador.

SCCIEDADES

Es miembro del Colegio de Ingenieros Civiles de México.

Es miembro de la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, de la que fué el -- último Presidente.

Es miembro de la Sociedad de Exalumnos de la Facultad de Ingeniería.

.../...

Es consultor de la fundación Ford y en tal calidad prestó asesorías técnicas en materias de carreteras en el Perú y en Chile.

Es miembro de honor de la Sociedad Ecuatoriana de Mecánica de Suelos.

Es miembro de honor de la Sociedad Peruana de Mecánica de Suelos.

Es miembro de honor de la Sociedad Menezolana de Mecánica de Suelos.

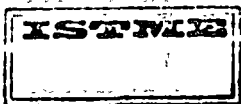
PUBLICACIONES

- 1.- Coautor, con el Dr. Eulalio Juárez Badillo, de una Obra en 3 Tomos sobre Mecánica de Suelos.
- 2.- Coautor, con el Ing. Hermilo del Castillo Mejía, de una Obra en 2 Volúmenes sobre Mecánica de Suelos Aplicada a las Vías Terrestres.
- 3.- Con los Ingenieros Guillermo y José Springall ha publicado una Memoria sobre los Deslizamientos en la Autopista Tijuana - Ensenada.
- 4.- Es autor de 26 Publicaciones presentadas a diferentes Congresos y Reuniones en el País y en el Extranjero.
- 5.- Coautor, con Guillermo Springall, José Springall, Gabriel Moreno y José Antonio Mendoza M., de una Memoria Final sobre el comportamiento de las soluciones de las obras de estabilización de la Autopista Tijuana - Ensenada.

Premio Nacional de Ciencia y Tecnología 1973.

Guillermo Springall Cáram
(curriculum a agosto 1975)

- 1953 - 57** Estudios profesionales. Facultad de Ingeniería, UNAM.
- 1958** Estudios de posgrado. División de Estudios Superiores de la misma Facultad.
- 1957 - 64** Trabajo en empresas de diseño y estudio. Investigador de medio tiempo en el Instituto de Ingeniería, UNAM, en el período 1960-62.
- 1965 a la fecha** Director de Geotec, S.A.
- 1968 - 73** Profesor de la Facultad de Ingeniería, UNAM.
- 1971** Mención especial del premio Ciencia y Tecnología Banamex.
- 1971 - 75** Miembro de la Comisión Dictaminadora de la citada Facultad.
- 1972 - 75** Algunas clases impartidas en el Centro de Educación Continua.
- 1974 a la fecha** Asesor del DDF en la Comisión de Zonas Minadas.
- Es coautor de varias publicaciones sobre la especialidad, presentadas en congresos nacionales e internacionales.
 - Ha impartido pláticas en diversas universidades del país.
 - Pertenece a varias sociedades nacionales e internacionales.
 - Actualmente es presidente de la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, período 1975-76.



CURRICULUM VITAE.

NOMBRE: LUIS B. RODRIGUEZ G.
LUGAR DE NACIMIENTO: MEXICO, D. F.
FECHA DE NACIMIENTO: 24 DE AGOSTO DE 1945
NACIONALIDAD: MEXICANA
ESTADOCIVIL: CASADO.

E S T U D I O S

PRIMARIA: Colegio Vilaseca Esparza
de 1951 a 1956

SECUNDARIA: Escuela Nacional Preparatoria NO.
2 (U. N. A. M.)
de 1957 a 1959.

BACHILLERATO: Escuela Nacional Preparatoria No.
2 (U. N. A. M.)
de 1960 a 1961.

PROFESIONAL: Facultad de Ingeniería
(.U.N.A.M.).
de 1962 a 1966.

EXAMEN PROFESIONAL: Obtención Título Ing. Civil
13 de Septiembre de 1968.

TESIS PROFESIONAL: "Estudio del Subsuelo para la ci--
mentación de una Planta Industrial
en Puebla"

ESTUDIOS DE POSGRADO: Maestría de Mecánica de Suelos.
División de Estudios superiores
de la Facultad de Ingeniería (U.N.



A.M.). de 1966 a 1967.

ESTUDIOS DE POST-GRADO:

Curso rápido sobre máquinas com-
putadoras impartido por PSI.
Abril de 1970.

ESTUDIOS DE POST-GRADO:

Curso de "Cimentaciones en Sue-
los blandos" en el Instituto Tec-
nológico de Massachusetts. --
(M.I.T.) Boston. (U.S.A.) (Su-
mmer Session).
de lo. al 16 de Septiembre de 1971)

TRABAJOS ANTERIORES

CARGO QUE DESEMPEÑABA:

Profesor de Física en la Escuela
Nacional Preparatoria Nos. 6 y 8
de la (U.N.A.M.).
de 1965 a 1968

CARGO QUE DESEMPEÑABA:

Estudios de Mecánica de Suelos
para las Obras del "Metro"

COMPAÑIA:

ISTME.
de 1968 a 1970.

CARGO QUE DESEMPEÑABA:

Jefe de Laboratorio de Mecánica
de Suelos.

COMPAÑIA:

SOLUM, S. A.
Enero de 1970 a Septiembre de 1970

CARGO QUE DESEMPEÑABA:

Ingeniero Consultor para Estudios
de Mecánica de Suelos

COMPAÑIA:

Geotecnia SOLUM, S. A.
Octubre de 1970 a Agosto de 1971

CARGO QUE DESEMPEÑABA:

Trabajos de Campo para la Explo-
ración Geológica del Llanisor Cen-
tral.



COMPañIA:

SOLUM, S. A.

Agosto de 1971 a Agosto de 1972.

CARGO QUE DESEMPEÑABA:

Jefe de Departamento de Asesoría Técnica. En la Obra del Tunel de Los Interceptores Profundos y Emisor Central.

COMPañIA:

SOLUM, S. A.

agosto de 1972 a Mayo de 1973.

CARGO ACTUAL:

Jefe del Departamento de Mecánica de Suelos para el Nuevo proyecto del "Metro" y otros proyectos.

COMPañIA:

I S T M E, S. A.

de 1973 a la Fecha.

ARTICULOS PUBLICADOS:

Conferencias Técnicas de las obras del Bombeo de los interceptores Central y del Cte. de la Ciudad de México.

(Publicación interna de Solium).

Artículos sobre muestreo en suelos granulares en las Memorias de la 6a. Reunión Nacional de Mecánica de Suelos TOMO II.

Métodos para evaluar la fricción negativa en Pilotes en la Ciudad de México". Reunión Técnica de fin de año Grupo ICA. (1973).

ASISTENCIA A CONGRESOS:

7o. CONGRESO INTERNACIONAL DE MECANICA DE SUELOS E INGENIERIA DE CIMENTACIONES MEXICO 1969.

5a. Reunión Nacional de Mecanica de Suelos, Mexico, 1970.

6a. Reunión Nacional de Mecánica de Suelos. México 1972.

México, D. F. Agosto de 1975. *7a. Reunión Nacional de Mecánica de Suelos y Cimentación 1975.*

I N G E N I E R I A D E S I S T E M A S D E
T R A N S P O R T E M E T R O P O L I T A N O, S. A.
minería no. 145, edificio f. planta baja méxico 18, d. f. tel. 5-16-04-60



CENTRO DE EDUCACION CONTINUA

Facultad de Ingenieria UNAM.

SECRETARIA DE EDUCACION PUBLICA

DE INGENIERIA

El presente documento tiene como finalidad informar a los interesados en el curso de Instrumentación y Control en Cimentaciones Superficiales, que el mismo se impartirá en el Centro de Educación Continua de la Facultad de Ingeniería de la UNAM, durante el mes de septiembre de 1975.

El curso se impartirá los días martes y jueves de las 10:00 a las 14:00 horas, en el aula 101 del Centro de Educación Continua de la Facultad de Ingeniería de la UNAM.

**INSTRUMENTACION Y CONTROL EN
CIMENTACIONES SUPERFICIALES.**

El curso está dirigido a los ingenieros que se dedican al estudio y diseño de cimentaciones superficiales, así como a los que se dedican al mantenimiento y reparación de las mismas.

El curso tiene una duración de 16 horas, distribuidas en 8 sesiones de 2 horas cada una.

El costo del curso es de \$ 100.00 (Cien pesos) por participante.

Para más información o para inscribirse, comunicarse con el Centro de Educación Continua de la Facultad de Ingeniería de la UNAM, en el teléfono 562 2000, extensión 101.

ING. LUIS BERNARDO RODRIGUEZ GONZALEZ.

El curso se imparte en el Centro de Educación Continua de la Facultad de Ingeniería de la UNAM, en el aula 101, durante el mes de septiembre de 1975. El curso está dirigido a los ingenieros que se dedican al estudio y diseño de cimentaciones superficiales, así como a los que se dedican al mantenimiento y reparación de las mismas. El curso tiene una duración de 16 horas, distribuidas en 8 sesiones de 2 horas cada una. El costo del curso es de \$ 100.00 (Cien pesos) por participante. Para más información o para inscribirse, comunicarse con el Centro de Educación Continua de la Facultad de Ingeniería de la UNAM, en el teléfono 562 2000, extensión 101.

INSTRUMENTACION Y CONTROL EN CIMENTACIONES
SUPERFICIALES.

Con objeto de garantizar el buen comportamiento de una cimentación y de las estructuras vecinas, es de suma importancia que durante su construcción y después de ella, se efectúe un control adecuado de todos los factores que intervienen en su comportamiento, mediante el uso e instalación de algunos instrumentos que van desde los bancos de nivel hasta las celdas de carga e inclinómetros.

Del control, de la instrumentación y de la interpretación de las lecturas durante y después de la construcción de las cimentaciones, dependerá el éxito del comportamiento de la misma y el poder detectar y corregir a tiempo algunos procesos que pueden conducir a fallas de tipo sencillo o catastrófico.

Los controles mencionados a continuación se recomiendan para conocer el mejor funcionamiento de las cimentaciones.

I.- ABATIMIENTO DEL NIVEL FREATICO POR GRAVEDAD.

Para el control y funcionamiento del abatimiento del nivel freático por gravedad, es conveniente proceder al control de los siguientes aspectos:

I.1. Pozos de Bombeo.

Deberá efectuarse un control adecuado durante la construcción de los pozos de bombeo, colocando ademes ranurados de un diámetro inferior al diámetro del pozo y suficiente para que quepa la bomba con una holgura de cuando menos media pulgada. (por ejemplo: el diámetro de los pozos puede variar entre 6" y 8", el diámetro del ademe ranurado entre 4" y 6" y el tamaño de la bomba eyectora puede ser de 1 x 1 1/4" ó 1 x 1 1/2").

Es importante que el area ranurada del ademe sea de cuando menos el 5% de su superficie total y que el filtro que se coloque entre el ademe y el pozo sea de grava y arena bien graduada y cum-

pla con las especificaciones de filtros necesarias para evitar - la tubificación del suelo por bombear.

Es conveniente también efectuar una enérgica limpieza del pozo - mediante el "chifloneo" del agua limpia a presión para asegurar su buen funcionamiento.

Los controles antes mencionados son de gran importancia, pues de ellos depende la eficiencia del sistema del bombeo.

I.2 Piezómetros.

Instalación de piezómetros abiertos tipo Casagrande ó neumáticos, con objeto de medir el abatimiento que experimenta la presión del agua del subsuelo antes, durante y después del abatimiento. - - - se llevará una gráfica presión piezométrica-tiempo con objeto de mantener un control adecuado del bombeo. La frecuencia de las - lecturas en los piezómetros puede ser de una lectura por día antes de iniciar el bombeo, dos lecturas por día durante el bombeo y dos lecturas por semana después de terminado el bombeo y hasta que el nivel freático esté completamente restablecido.

I.3 Presión de Operación de la Bomba.

Se tomarán lecturas de la presión de la bomba que opera todo el sistema (generalmente se coloca una bomba por cada 12 a 15 pozos), con una frecuencia de una vez por día y con los datos obtenidos - se elaborará una gráfica presión de operación-tiempo. Generalmente, la presión de operación de estas bombas, varía entre 2 y 4 - kilos por cm², para un sistema de 12 a 15 bombas eyectoras.

I.4 Gasto extraído.

Se tomarán lecturas del gasto total extraído por todo el conjunto de bombas eyectoras con una frecuencia de una vez por día y se - elaborará una gráfica gasto-tiempo hasta la suspensión del bombeo.

I.5 Nivel Dinámico.

Se tomarán lecturas del nivel dinámico de los pozos (profundidad

del espejo de agua) con una frecuencia igual a la antes indicada para los piezómetros y se elaborarán gráficas nivel dinámico-tiempo, durante el período de bombeo.

I.6 Tiempo de Bombeo.

Es importante llevar un control preciso del tiempo de bombeo, - pues un tiempo excesivo puede repercutir en movimientos excesivos tanto de la cimentación como de su vecindad.

Se recomienda que el bombeo se suspenda en el momento en que - las descargas producidas por la excavación sean equilibradas - por el peso de la cimentación.

II. ABATIMIENTO DE NIVEL FREÁTICO POR ELECTROOSMOSIS.

En este caso los controles que se recomiendan son los mismos - que en el caso anterior, agregando los siguientes:

II.1 Voltajes.

Deberá controlarse el gradiente eléctrico entre varilla-ánodo - y pozo-cátodo con objeto de mantener la uniformidad en el bombeo, generalmente se recomienda un gradiente eléctrico inicial que no exceda de 0.3 Volts. por cm, por lo que para una separación entre ánodo y cátodo de 4 Mts. por ejemplo, deberá proveerse un voltaje inicial máximo de 120 Volts. Es importante - contar con un generador de corriente continua adecuado para - proporcionar los voltajes calculados. De acuerdo con la separación ánodo-cátodo que se tenga en cada caso.

II.2 Tiempo de aplicación del voltaje.

El tiempo de aplicación del voltaje será igual al tiempo de - aplicación del bombeo, según el criterio mencionado en I-6.

II.3 Corrosión.

A fin de que las varillas ánodo no se dañen por efectos de la - corrosión, no deben aplicarse gradientes eléctricos superiores - a 0.3 Volts. por centímetro.

III. MOVIMIENTOS.

Es fundamental llevar un adecuado control de los movimientos - que sufren las cimentaciones durante su construcción y a largo - plazo, para lo cual se recomiendan los siguientes controles.

III.1 Bancos de Nivel en el fondo de la excavación.

Se recomienda instalar bancos de nivel en el fondo de la exca- vación con objeto de medir las expansiones y/o asentamientos - que ocurran antes, durante y después de la excavación.

Es importante que la instalación de estos bancos se efectúe an - tes de iniciar cualquier excavación, con objeto de obtener una - historia fidedigna de los movimientos del subsuelo. Para insta - lar estos bancos pueden excavarse pozos de pequeño diámetro, - hasta la profundidad de proyecto y colarse en su punto inferior - un tapón de concreto con una varilla.

Es conveniente que la frecuencia de las lecturas de estos ban- cos sea de una vez por día antes de la excavación, dos veces - por día durante la excavación, y una vez por día después de la - excavación. Se elaborarán, con los datos obtenidos, gráficas - movimiento-tiempo.

Adicionalmente a este control es conveniente llevar en forma - gráfica el avance de la excavación y construcción de la zona - de influencia que corresponde a cada uno de estos bancos.

III.2 Bancos de Nivel Superficiales.

Es conveniente la instalación de bancos de nivel superficiales ó puntos de control localizados en lugares cercanos y superficiales a la cimentación, con objeto de conocer los movimientos de las zonas vecinas. Tanto estos bancos como los mencionados en el inciso III-1 deben medirse tomando como referencia un banco de nivel superficial de cota prefijada alejado cuando menos 200 Mts. de la cimentación por construir; por ningún motivo deben tomarse lecturas referenciadas a bancos de nivel profundos, pues los efectos del hundimiento del valle se reflejan y no pueden interpretarse correctamente los movimientos aislados de la cimentación. La frecuencia de las lecturas de estos bancos puede ser la mencionada en el inciso III-1; asimismo - deberán llevarse gráficas movimientos-tiempo con los datos obtenidos.

III.3 Líneas de Colimación.

Se llevará un control de los desplazamientos horizontales producidos por medio de líneas de colimación localizadas paralelas y superficiales a las fronteras de la excavación. Se recomienda que la frecuencia de las lecturas de éste control sea igual a la mencionada en III-1.

Con los datos obtenidos se elaborarán gráficas desplazamientos horizontales-tiempo.

III.4 Bancos de nivel en columnas y losas de cimentación.

Una vez que progresa la construcción de la cimentación es conveniente que los bancos de nivel localizados en el fondo se correlacionen a puntos o bancos de nivel ubicados en columnas y-

losas ya construidas, a fin de conocer la evolución de los movi mientos de la estructura con el tiempo, así como los movimien-- tos diferenciales que ocurren.

La frecuencia de las lecturas de estos bancos será de una vez - por día hasta que se termine la construcción total de la estruc- tura y de una vez al mes después de la terminación.

Se elaborarán gráficas movimiento-tiempo con los datos obteni-- dos.

III.5 Inclinómetros.

Es interesante instalar inclinómetros adyacentes a las estructu- ras de contención, con objeto de conocer la variación de los - desplazamientos horizontales con la profundidad, en zonas previa- mente determinadas.

La frecuencia de esta lecturas puede ser una por día antes y - durante la excavación y una vez por semana después de ésta.

Se llevarán una vez por día gráficas desplazamiento horizontal- profundidad.

Algunas veces es conveniente instalar inclinómetros en el hom-- bro de taludes que van a estar abiertos por largo tiempo, a fin de conocer sus desplazamientos.

En este caso la frecuencia en las lecturas variará según la con veniencia.

IV. CARGAS EN PUNTALES.

Algunas veces es conveniente colocar celdas de carga entre cada uno de los puntales y la estructura de contención, con objeto -

de proporcionar y mantener las presiones adecuadas sobre el terreno, evitando en esta forma movimientos excesivos de la estructura de contención hacia la excavación y por lo tanto daños a las estructuras vecinas.

La frecuencia de las lecturas de las cargas puede ser de una vez al día durante la excavación. Se elaborarán gráficas carga-tiempo con los datos obtenidos.

V. COMPACTACION.

En algunos casos es necesario rellenar espacios adyacentes a las cimentaciones, por lo que es importante un control adecuado en la compactación de estos rellenos mediante pruebas in situ (calas volumétricas).

Es conveniente además, con objeto de prevenir asentamientos en estos rellenos, que los espesores de las capas por compactar no excedan de 30 cms., que el material de relleno no sea cohesivo, que se elaboren pruebas previas de laboratorio, que se utilicen en el campo compactadores adecuados y que se usen pisones manuales en zonas difíciles.

VI. DESPLONES Y MOVIMIENTOS POSTERIORES A LA CONSTRUCCION.

Con objeto de conocer el funcionamiento de la cimentación durante su vida útil es conveniente efectuar las siguientes mediciones:

VI.1 Desplomes.

Se medirán los desplomes de la estructura en cada esquina en caso de que se observe alguna tendencia de volteo.

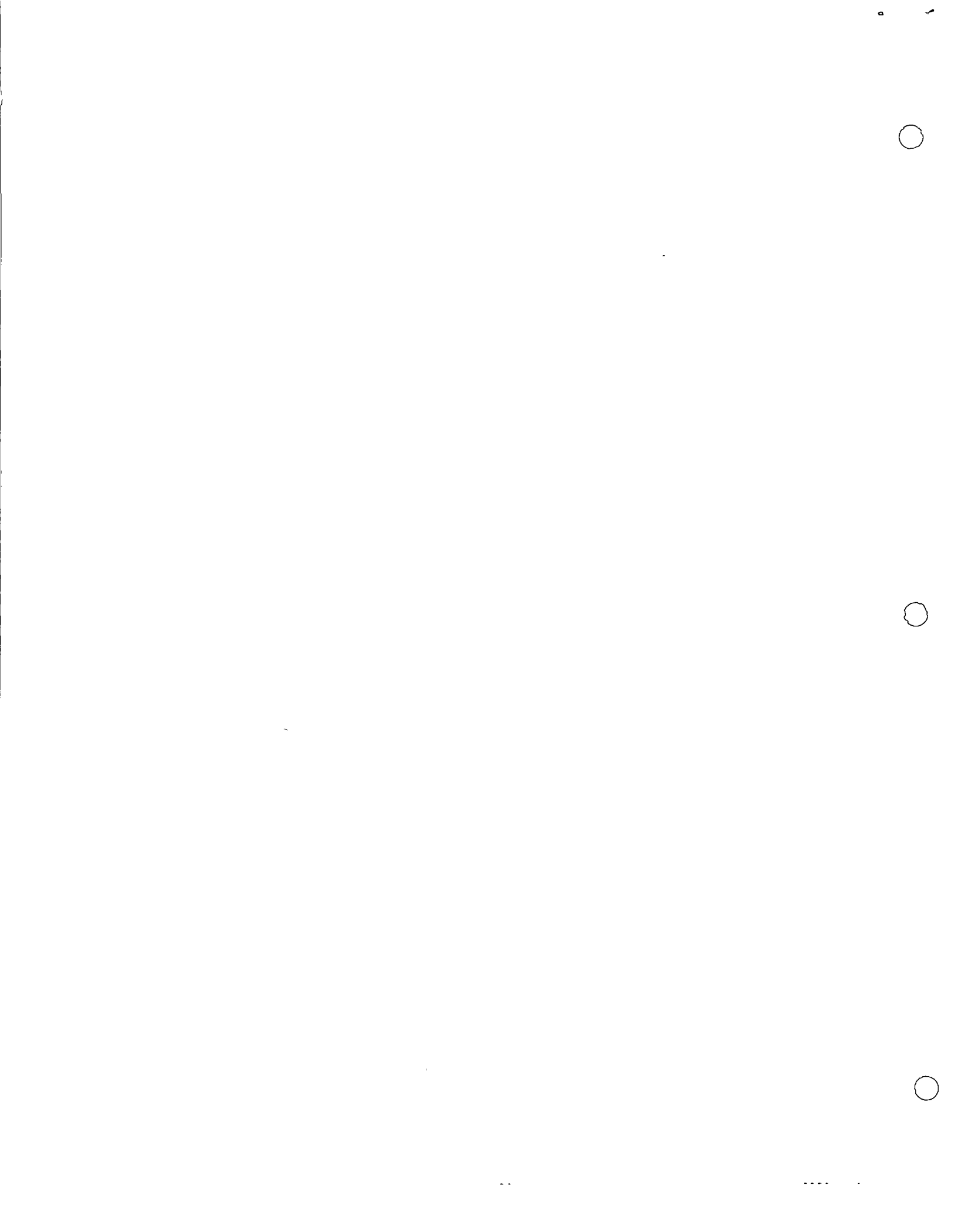
La frecuencia de estas lecturas puede hacerse una vez cada 15 días o una vez al mes, según el caso y con los datos obtenidos-

se elaborará para cada lectura, una gráfica altura-desplome ó - tiempo-desplome.

VI.2 Movimientos a largo plazo.

A fin de confirmar los movimientos previstos y evitar daños a la propia estructura y a las vecinas, se llevará un control de los movimientos en cada columna de la estructura y con los datos obtenidos se elaborarán gráficas movimientos-tiempo con una frecuencia igual a la mencionada en III-6. De estos controles depende el efectuar una recimentación o confirmar el buen funcionamiento de las estructuras.

México, D. F. Septiembre de 1975.

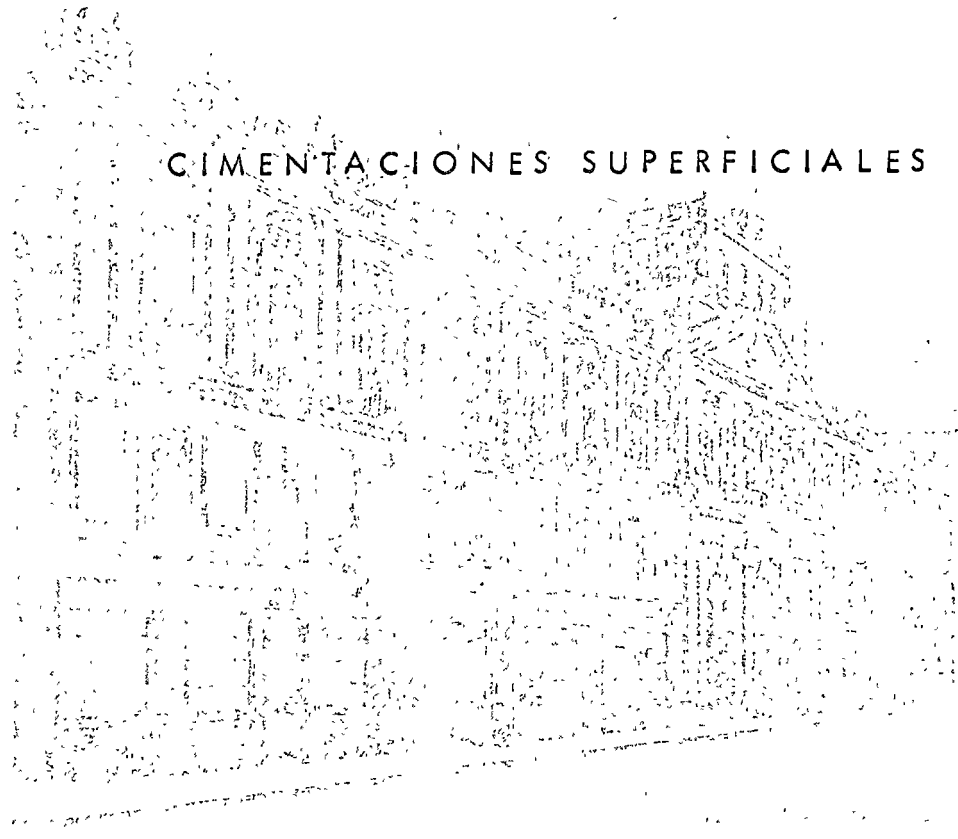




centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



CIMENTACIONES SUPERFICIALES



Ing. Luis Ayesterán

Revisión de Datos

Estrato - 4 a - 8 m

$$\gamma = 1.9 \text{ T/m}^3 ; w_n = 32\% ; e = 2.05$$

a) Densidad de sólidos

para $G = 100\%$

$$e = w S_s$$

$$2.05 = 0.32 S_s$$

$$S_s = \frac{2.05}{0.32} = 6.4$$

Excesivamente alto

para arcillas $2.5 < S_s < 2.6$

b) Relación de vacíos

Suponiendo $S_s = 2.5$ y $\gamma_t = 1.9 \text{ T/m}^3$; $\gamma_d = 1.44 \text{ T/m}^3$

$$\gamma_d = \frac{S_s \gamma_w}{1+e}$$

$$1+e = \frac{2.5}{1.44} = 1.74 \quad \therefore e = \underline{\underline{0.74}}$$

Estrato - 18 a - 30

a) Densidad de sólidos

para $G = 100\%$

$$e = w S_s$$

$$2.05 = 0.35 S_s$$

$$S_s = \frac{2.05}{0.35} = 5.86 \quad \text{Muy alto}$$

b) Relación de vacíos

Suponiendo $S_s = 2.5$ y $\gamma_t = 1.8 \text{ T/m}^3$; $\gamma_d = 1.35 \text{ T/m}^3$

$$1+e = \frac{2.5}{1.35} = 1.85$$

$$e = \underline{\underline{0.85}}$$

Calculo de C_c , C_r y C_v

Ejemplo - 1a - 18

$$LL = 50 \quad LP = 25 \quad IP = 25 \quad CH$$

$$\begin{aligned} a) \quad C_c &= 0.009 (LL - 10) \\ &= 0.009 (50 - 10) \\ &= \underline{\underline{0.36}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b) \quad C_r &= \frac{C_c}{5} = \\ &= \frac{0.36}{5} \\ &= \underline{\underline{0.072}} \end{aligned}$$

c) Fig 3.5 Naudeck's

$$C_v = 1.5 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{seg}$$

Para chequear a)

$$C_c = 0.30 (e_0 - 0.27)$$

$$C_c = 0.30 (0.74 - 0.27)$$

$$C_c = 0.14$$

Ejemplo - 18 a - 30

$$LL = 55 \quad LP = 20 \quad IP = 35 \quad CH$$

$$\begin{aligned} a) \quad C_c &= 0.009 (LL - 10) \\ &= 0.009 (55 - 10) \\ &= \underline{\underline{0.405}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b) \quad C_r &= \frac{C_c}{5} = \\ &= \frac{0.405}{5} \\ &= \underline{\underline{0.081}} \end{aligned}$$

c) Fig 3.5 Naudeck's

$$C_v = 1.7 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{seg}$$

Para chequear a)

$$C_c = 0.30 (e_0 - 0.27)$$

$$C_c = 0.30 (0.88 - 0.27)$$

$$C_c = 0.18$$

CARGA DE RECONSTRUCCIÓN

a) Arquilla de 4a - 8m. $q_0 = 1.0 \text{ kg/cm}^2$; $IP = 25\%$

$$\frac{c}{\bar{p}} = 0.11 + 0.0037 IP \quad (\text{Skempton})$$

$$\frac{c}{\bar{p}} = 0.2025$$

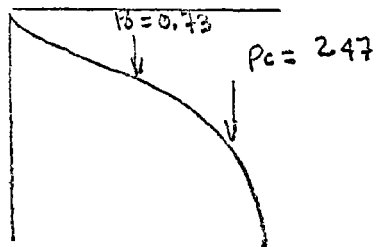
Para $c = 0.5$

$$\bar{p} = \frac{0.5}{0.2025} = 2.47 \text{ kg/cm}^2 = p_c$$

$$OCR = \frac{2.47}{0.73} = 3.38$$

↑ tomado de $\bar{\sigma}$

La arquilla a - 6m



b) Arquilla de 8a - 18m

$$p_0 = 1.35$$

$$p_c = 1.25$$

c) Arquilla de 18a - 20

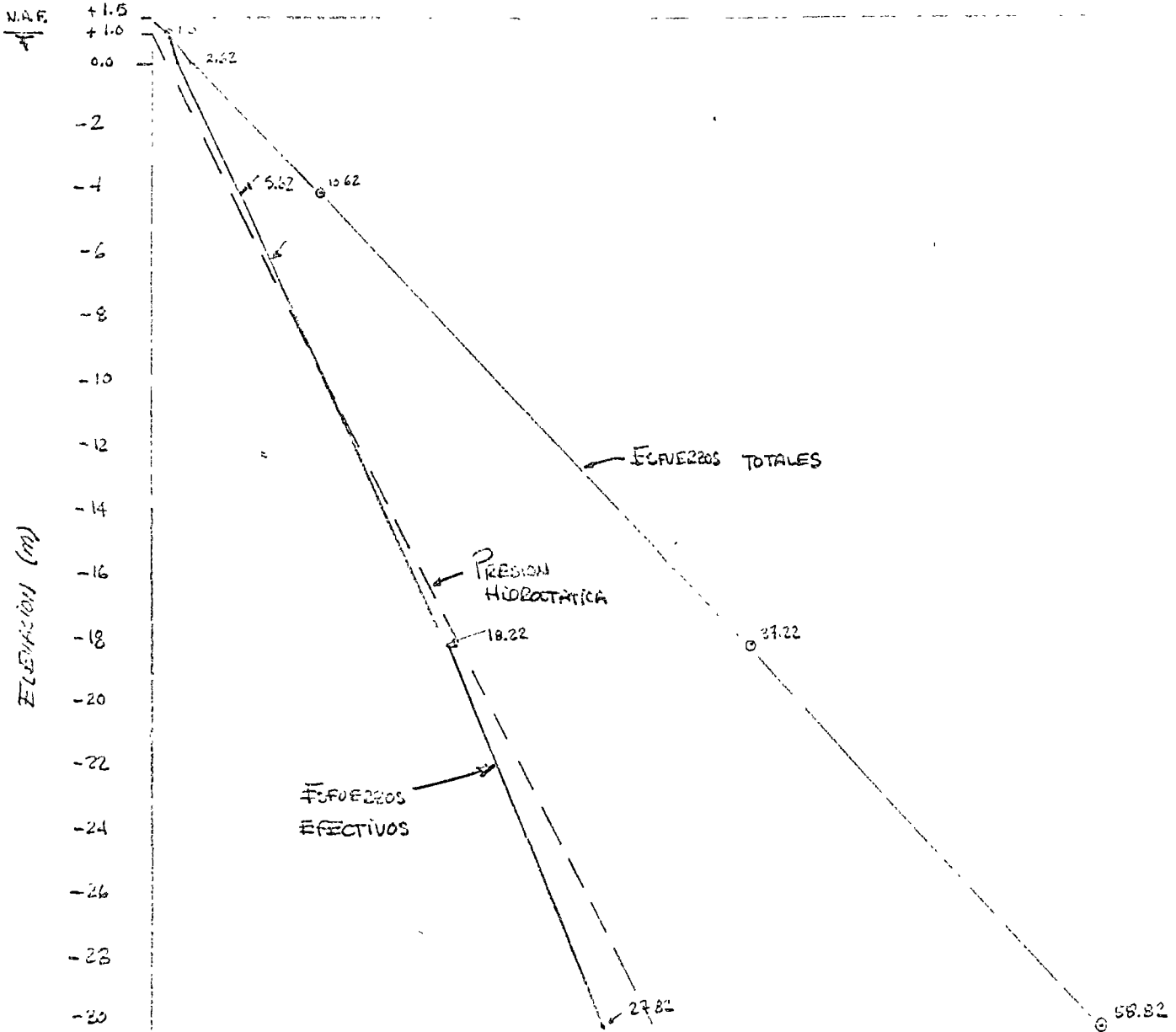
$$p_0 = 2.25$$

$$p_c = 0.625$$

PRESIONES EN EL SUBSUELO

PRESION (Ton/m²)

0 2 4 6 8 10 12 14 16 18 20 22 24 26 28 30 32 34 36 38 40 42 44 46 48 50 52 54 56 58 60



Elev. (m)	ESF. TOTALES σ_t (Ton/m ²)	P. HIDROST. u (Ton/m ²)	ESF. EFECTIVOS σ' (Ton/m ²)
+1.0	1	0	1
0.0	2.62	1	1.62
-4	10.62	5	5.62
-6	14.42	7	7.42
-18	37.22	19	18.22
-20	58.82	31	27.82

$$\sigma' = \sigma_t - u$$

SOLUCIÓN DE CIMENTACIÓN

Considerando zapatas

Nivel de desplante = $-0.5m$ $D_p = 2m$

$$\begin{aligned} \gamma' D_p &= 0.5 \times 2 + 1 \times 0.62 + 0.5 \times 1 \\ &= 1 + 0.62 + 0.5 = 2.12 \text{ Ton/m}^2 \end{aligned}$$

Considerando Fórmula Terzaghi y $B = 1m$

$$\begin{aligned} q_u &= \gamma' D_p N_q + 0.4 \gamma' B N_q \\ &= 2.12 \times 26 + 0.4 \times 2 \times 1 \times 29 \\ &= 55.12 + 23.2 \\ &= 78.32 \text{ Ton/m}^2 \end{aligned}$$

$N_q = 26$
 $N_\gamma = 29$

$$q_a = \frac{q_u}{FS} = \frac{78.32}{3} = 26 \text{ Ton/m}^2$$

Columna	Carga (Ton)	Ancho de zapatas cuadrada B(m)	B (m) Recomendada
A-1	81	1.76	1.75
A-2	43	1.29	1.30
A-3	36	1.18	1.20
A-4	25	0.98	1.0
B-3	50	0.83	0.7
B-4	20	0.88	0.7
C-1	81	1.76	1.75
C-2	43	1.29	1.30
C-3	36	1.18	1.20

Soperte de Caldera

Soperte	Carga (Ton)	Ancho B	Ancho B recomendada
1	15	0.76	0.75
2	30	1.07	1.0
3	13	0.71	0.70

Asentamientos

Considerando el ancho máximo de zapata de 1.75 m. y utilizando la Técnica de Boussinesq:

a) Influencia del bulbo de presiones

- En la elevación - 0.5 m donde se desplazará la zapata la presión es de 2.65 kg/cm^2
- En la elevación - 4 m se tendrá una influencia del 10% es decir 0.265 kg/cm^2
- En la elevación - 6 m será del 5% es decir 0.13 kg/cm^2

b) Considerando el estado de esfuerzos iniciales y el momento de carga el esfuerzo total en el estrato superior de arena es del orden de 0.86 kg/cm^2 menor que la carga de preconsolidación propia de este estrato.

Los asentamientos serán prácticamente despreciables

centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

PROYECTO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES

Susceptibilidad a Licuación

Ing. Guillermo Springall Caram

ALGUNOS CRITERIOS PARA EVALUAR
LA SUSCEPTIBILIDAD A LICUACION
Y SU APLICACION.

Insértese a continuación de la hoja 85 del
Tema IV (asentamientos de cimentaciones
superficiales).

Septiembre 1975

Guillermo Springall

1. PLANTEAMIENTO

Se requiere investigar la susceptibilidad de licuación del subsuelo en un sitio de la costa del Océano Pacífico cercano a Puerto Vallarta, Jal., localizado aproximadamente en las coordenadas geográficas $105^{\circ} 30'$ de Longitud Oeste y $20^{\circ} 15'$ de Latitud Norte.

Las características del subsuelo en el sitio se determinaron a partir de un sondeo de penetración estándar de 17 m de longitud, y se proporcionan en las Figs. 1 y 2.

2. SOLUCION

2.1 Criterio de Kishida

2.1.1 Descripción

El criterio se basa en el análisis de las condiciones del subsuelo en tres lugares donde ocurrió licuación en el Japón. Establece que bajo sismos de esa magnitud, puede ocurrir licuación si: a), el nivel freático se define próximo a la superficie; b), las características granulométricas de los suelos satisfacen las relaciones $2 \text{ mm} > D_{50} > 0.074 \text{ mm}$ y $C_u < 10$; y c), se cumplen las siguientes condiciones:

- El espesor (H_1) del estrato de suelo no licuable arriba del estrato licuable, es menor que 8 m.
- La relación de los espesores del estrato no licuable (H_1) al del licuable (H_2), es menor que 1.

Kishida también concluye que los suelos no son susceptibles a la licuación si:

- La presión efectiva de confinamiento ($\bar{\sigma}_y$) es superior a 2 kg/cm^2 o,
- La compacidad relativa (C_r) es superior a 75 %.

2.1.2 Aplicación

En nuestro caso:

- $2 \text{ mm} > D_{50} = 0.2 \text{ mm}$ (Fig. 2) $> 0.074 \text{ mm}$
- $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ (Fig. 2) = $\frac{0.24 \text{ mm}}{0.12 \text{ mm}} = 2 < 10$
- $H_1 = 1.5 \text{ m}$ (Fig. 1) $< 8 \text{ m}$.
- $H_1/H_2 = \frac{1.5 \text{ m}}{5.5 \text{ m}}$ (Fig. 1) = $0.27 < 1$
- $\bar{\sigma}_{y, \text{máx}} = 7.5 \text{ ton/m}^2$ (Fig. 12) $< 2 \text{ kg/cm}^2 = 20 \text{ ton/m}^2$
- $C_r \doteq 60 \%$ (Figs. 2 y 3) $< 75 \%$

Por tanto, de acuerdo a este criterio el suelo sí es licuable.

2.2 Criterio de Oshaki

2.2.1 Descripción

Establece que los suelos con nivel freático cercano a la superficie pueden licuarse si cumplen que $2 \text{ mm} > D_{60} > 0.2 \text{ mm}$ y $D_{10} < 0.1 \text{ mm}$.

Adicionalmente establece que estos suelos tendrán poca probabilidad de licuarse si su resistencia a la penetración estándar N es mayor que $2 Z$, donde Z es la profundidad en metros.

2.2.2 Aplicación

- $2 \text{ mm} > D_{60} = 0.24 \text{ mm}$ (Fig. 2) $> 0.2 \text{ mm}$
- $D_{10} = 0.12 \text{ mm}$ (Fig. 2) $\nless 0.1 \text{ mm}$
- $N < 2Z$ (Fig. 4)

Sólo la segunda condición no se cumple por escaso margen, por lo que puede considerarse que el suelo sí es licuable.

2.3 Criterio de Seed & Idriss

2.3.1 Descripción

Este criterio consiste en comparar los esfuerzos cortantes inducidos por el sismo en los estratos de suelos analizados, con los máximos que pueden resistir éstos sin sufrir licuación.

El esfuerzo cortante promedio que en un número dado de ciclos produce el mismo efecto que el sismo de análisis, está dado por la expresión:

$$\bar{\tau}_p = 0.65 \frac{\gamma Z}{g} a_{\text{máx}} r_d \dots (2.3.1.1)$$

donde:

$\bar{\tau}_p$, esfuerzo cortante promedio, en ton/m^2 ;

γZ , presión vertical total a la profundidad Z metros, en ton/m^2 ;

g , aceleración de la gravedad, en cm/seg^2 ;

$a_{\text{máx}}$, aceleración máxima de la superficie del terreno, en cm/seg^2 ;

r_d , factor de corrección, obtenido de la Fig. 5 en función de la profundidad Z metros, adimensional.

El número de ciclos significativos en el comportamiento del material dependerá de la duración del sismo. Para fines prácticos se puede usar la siguiente tabla:

Magnitud del sismo	No. de ciclos significativos
7	10
7 1/2	20
8	30

Por su parte, los esfuerzos cortantes que provocarán licuación en un suelo de una compacidad relativa dada, se pueden deducir en forma aproximada de los resultados de experimentos llevados a cabo por diversos investigadores, tanto en cámaras triaxiales como en aparatos de corte directo. Estos esfuerzos están dados por la expresión:

$$\bar{\tau}_{xy} = \bar{\sigma}_y \alpha_r \left[\frac{\sigma_{dc}}{2 \sigma_c} \right]_{C_r=50\%} \frac{C_r}{50} \dots (2.3.1.2)$$

donde:

$\bar{\tau}_{xy}$, esfuerzo cortante cíclico que produce licuación en pruebas de corte directo, en ton/m²;

$\bar{\sigma}_y$, esfuerzo vertical efectivo, en ton/m²;

C_r , compacidad relativa del suelo, obtenida de la Fig. 3 en función de la resistencia a la penetración y el esfuerzo vertical efectivo, en porcentaje;

α_r , coeficiente empírico que correlaciona los resultados de pruebas en cámaras triaxiales y los de pruebas de corte directo, obteni-

do de la Fig. 6 en función de la compacidad relativa del suelo, adimensional;

$\left[\frac{\sigma_{dc}}{2\sigma_c} \right]_{C_r = 50\%}$, relación entre esfuerzo cortante y presión confinante a la falla en pruebas triaxiales cíclicas realizadas en arenas con compacidad relativa de 50 %, obtenido de las Figs. 7 y 8 en función del diámetro D_{50} del material, adimensional.

Seed e Idriss presentan un procedimiento simplificado que permite aplicar el método anterior en forma expedita mediante gráficas de penetración estándar contra la profundidad, elaboradas para dos profundidades típicas del nivel freático y para dos aceleraciones máximas del terreno (Figs. 9 y 10).

2.3.2 Aplicación

El primer paso consiste en determinar la aceleración máxima del terreno en el sitio con el período de recurrencia que interese, para lo cual puede recurrirse a cualquiera de las regionalizaciones sísmicas del país existentes. En la Fig. 11 se proporcionan curvas de igual aceleración máxima con período de recurrencia de 100 años. Según esa figura, en el sitio con este período la aceleración máxima es del orden de 150 cm/seg^2 , es decir, aproximadamente 0.15 g.

A continuación se aplica el criterio simplificado dibujado en la Fig. 10, según el cual la susceptibilidad a licuación depende del tipo de suelo y magnitud del temblor, por lo que deberá procederse a un

análisis más detallado.

Para el análisis es necesario determinar la distribución con la profundidad de los esfuerzos verticales totales (γZ) y efectivos ($\bar{\sigma}_y$) actuantes en el subsuelo, presentada en la Fig. 12. Así mismo, se requiere conocer la compacidad relativa de los suelos, que puede deducirse de la Fig. 6. En nuestro caso esta compacidad resulta del orden de 60 %.

La aplicación a diversas profundidades de la fórmula (2.3.1.1) proporciona los valores de $\bar{\sigma}_p$ que se dibujan en la Fig. 12

$$(\bar{\sigma}_p = 0.65 \cdot \frac{\gamma Z}{981} \cdot 150 \cdot 0.97).$$

Por otra parte, la aplicación de la fórmula (2.3.1.2) proporciona los valores de $\bar{\sigma}_{xy}$ dibujados en la Fig. 12 ($\bar{\sigma}_{xy} = \bar{\sigma}_y \cdot 0.6 \cdot 0.21 \cdot \frac{60}{50}$).

Como se indica en la misma figura 12, existe una zona entre 4.7 y 7.0 m de profundidad donde $\bar{\sigma}_p > \bar{\sigma}_{xy}$, por lo que en esa zona es probable que el material se licúe para el sismo de análisis.

3. RESULTADO

Los tres criterios aplicados indican que el estrato superficial de arena fina es susceptible de licuarse. En particular, los criterios de Oshaki y Seed & Idriss coinciden en que dicho fenómeno se limitaría a la parte inferior del estrato analizado.

4. COMENTARIOS

a) Los métodos de Kishida y Oshaki consideran implícitamente las

características del sismo de diseño, haciéndolas similares a aquellas de sismos que han producido licuación en Japón. La sismicidad de ese país es diferente de la de México, por lo que estos criterios deben considerarse de utilidad restringida a la estimación preliminar de la posibilidad de licuación.

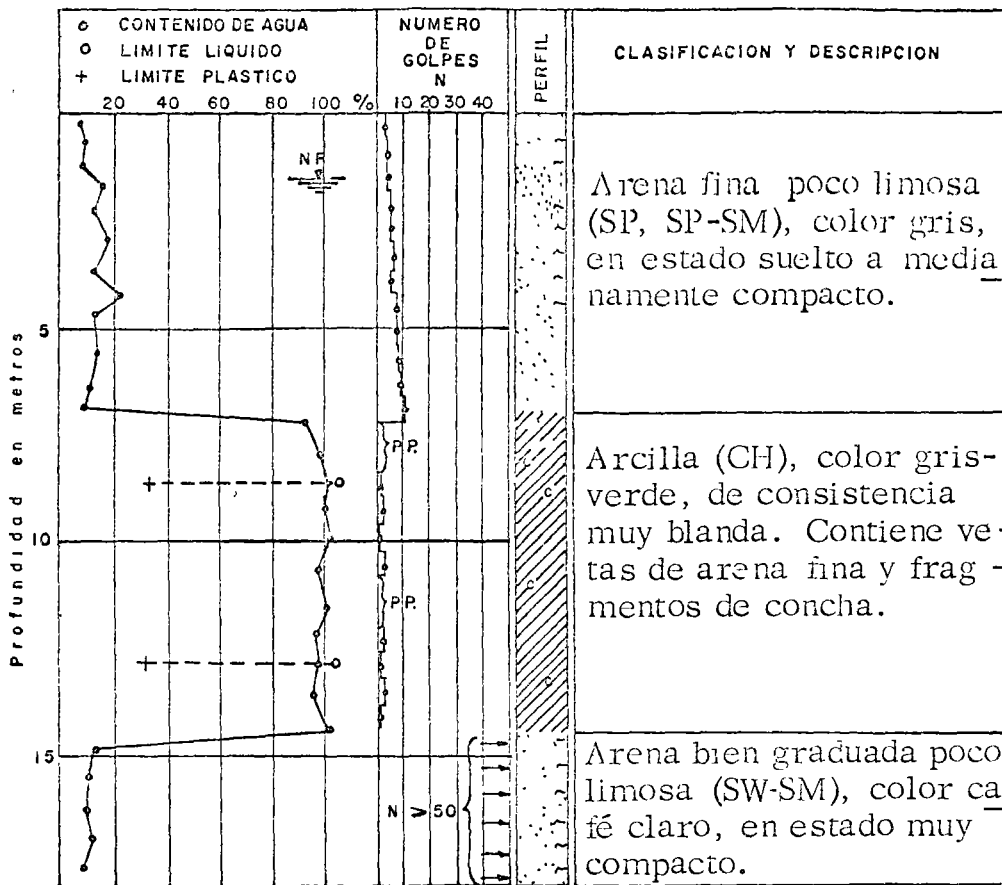
b) El método de Seed & Idriss permite una estimación más racional y general de la susceptibilidad a la licuación de los suelos, ya que permite involucrar en el análisis la sismicidad propia del lugar que interesa, así como otros conceptos que se ha comprobado influyen en el fenómeno de licuación, como por ejemplo la presión efectiva confinante en el suelo. Sin embargo, el método dista de ser del todo confiable, por no estar suficientemente investigados los procedimientos y relaciones que propone para el cálculo de los esfuerzos cortantes $\bar{\sigma}_p$ y $\bar{\sigma}_{xy}$; además existen dudas respecto a la confiabilidad de la prueba de penetración estándar para determinar la compacidad relativa in situ del suelo.

c) Con objeto de ilustrar la diferencia de los criterios de Kishida y Oshaki con el método de Seed & Idriss, en la Fig. 12 se dibujó la gráfica de $\bar{\sigma}_p$ obtenida por este método para un sismo de aceleración máxima igual a 0.10 g en el mismo ejemplo resuelto. Puede observarse que en esta condición $\bar{\sigma}_p < \bar{\sigma}_{xy}$, por lo que el material no sería licuable de acuerdo al método. Los criterios de Kishida y Oshaki no permiten hacer ninguna consideración para tomar en cuenta la variación en la aceleración y, por consiguiente, indican que

el material tiene la misma susceptibilidad a licuarse que en el ejemplo resuelto con aceleración de 0.15 g.

Ejercicio para análisis de susceptibilidad a la licuación

Fig. 1. Estratigrafía y propiedades del subsuelo en el sondeo S-1



Nota. Se usó penetrómetro estándar.

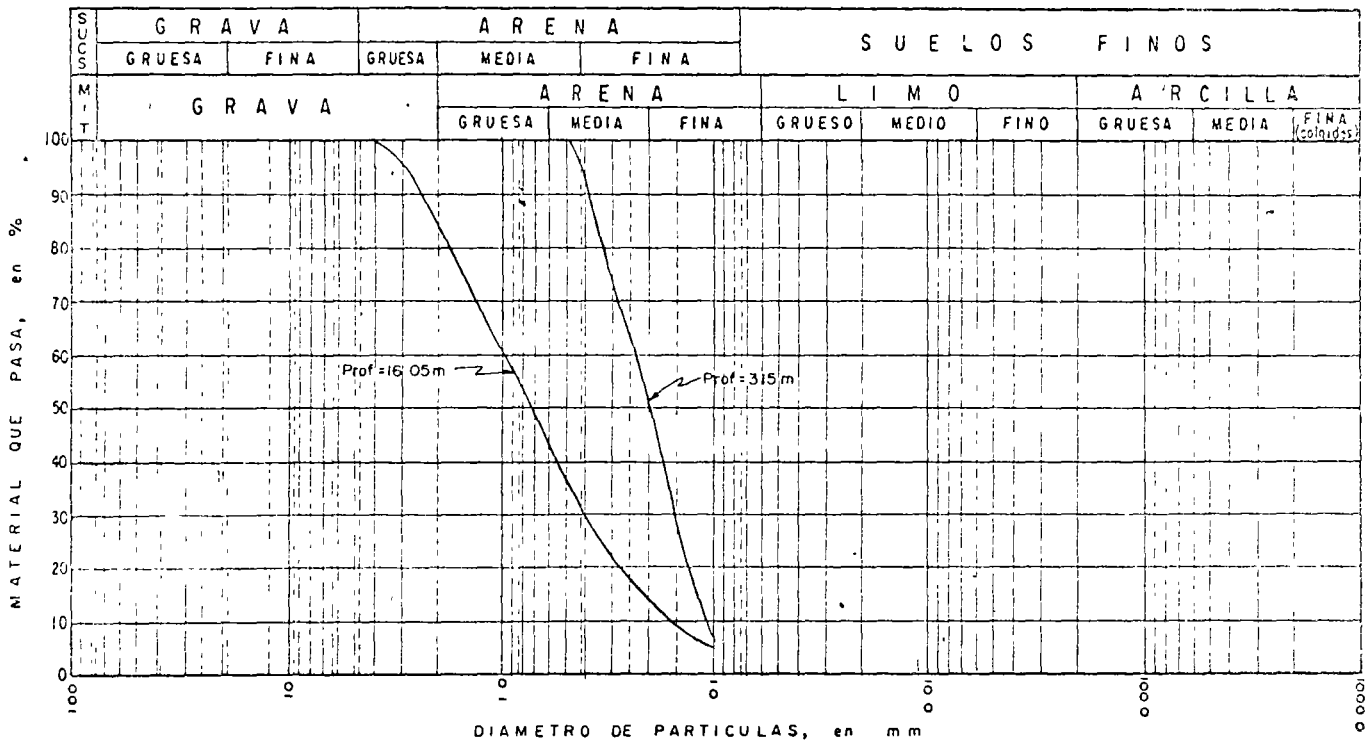


FIG 2. CARACTERISTICAS GRANULOMETRICAS DE LOS SUELOS SONDEO S-1

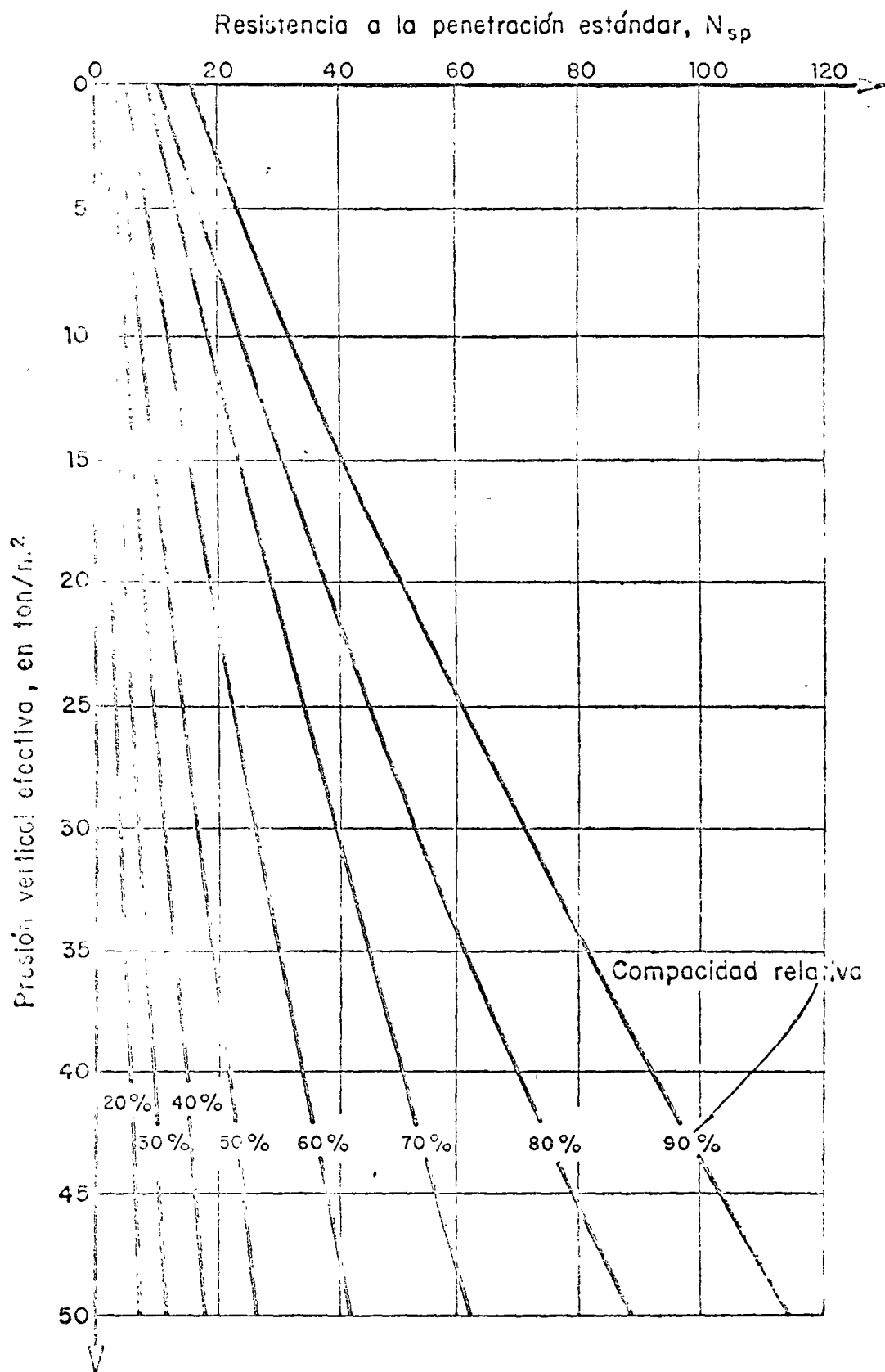
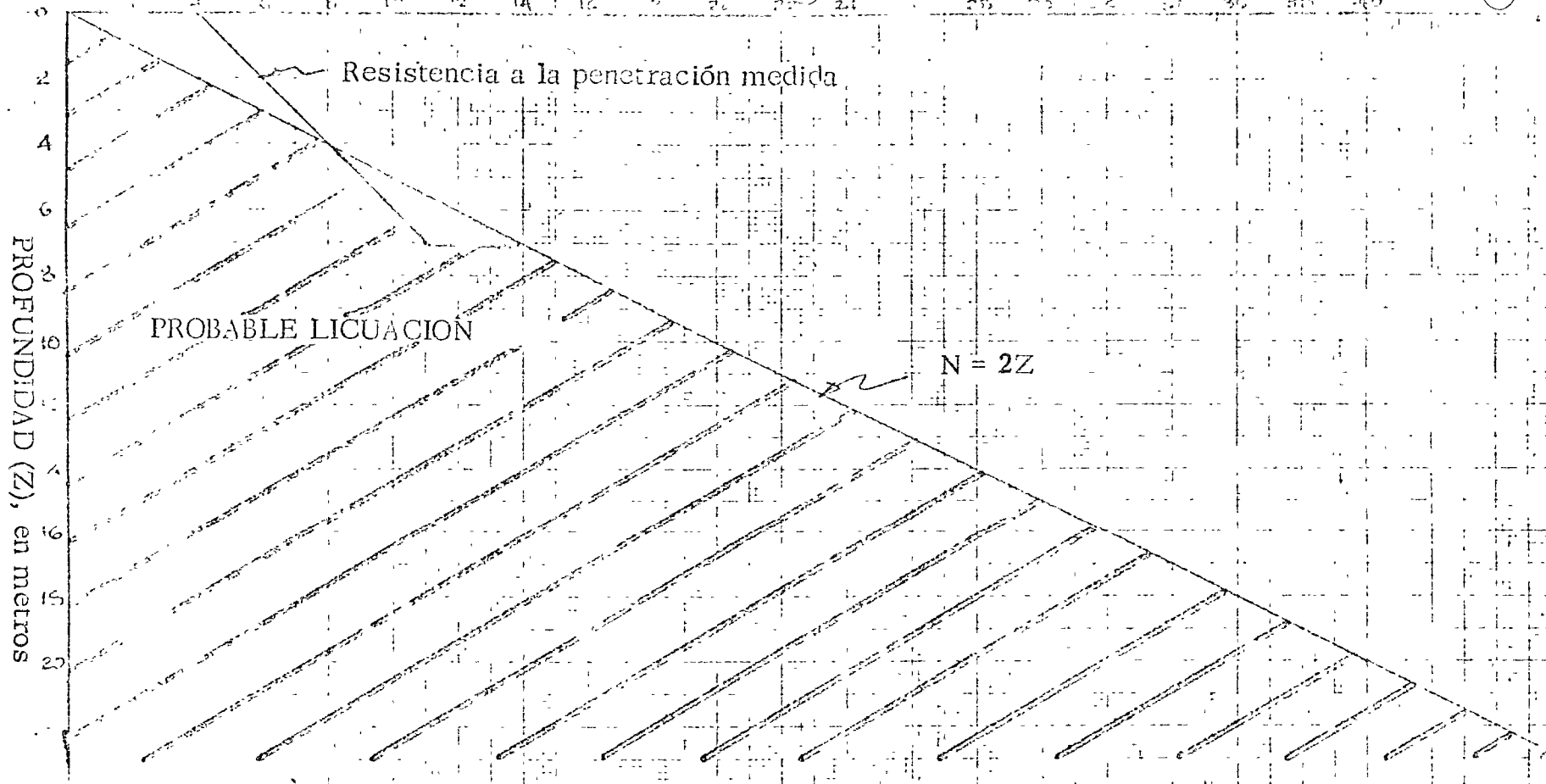


Fig 3. Relación entre la resistencia a la penetración, compacidad relativa y presión vertical

RESISTENCIA A LA PENETRACION (N), en golpes/30 cm



85-11

Fig. 4. Criterio de Oshaki

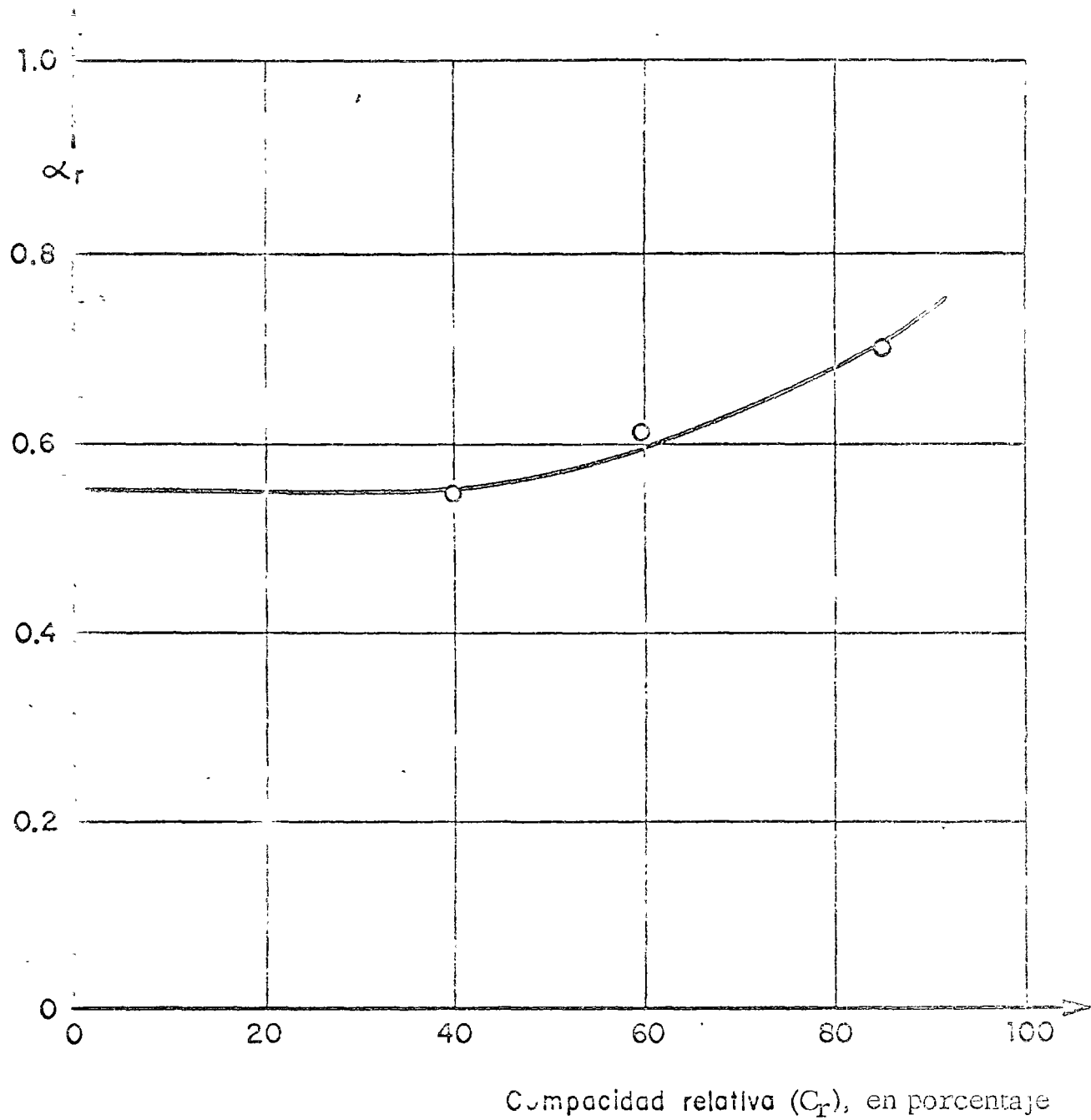


Fig 6. Relación entre α_r y la compacidad relativa

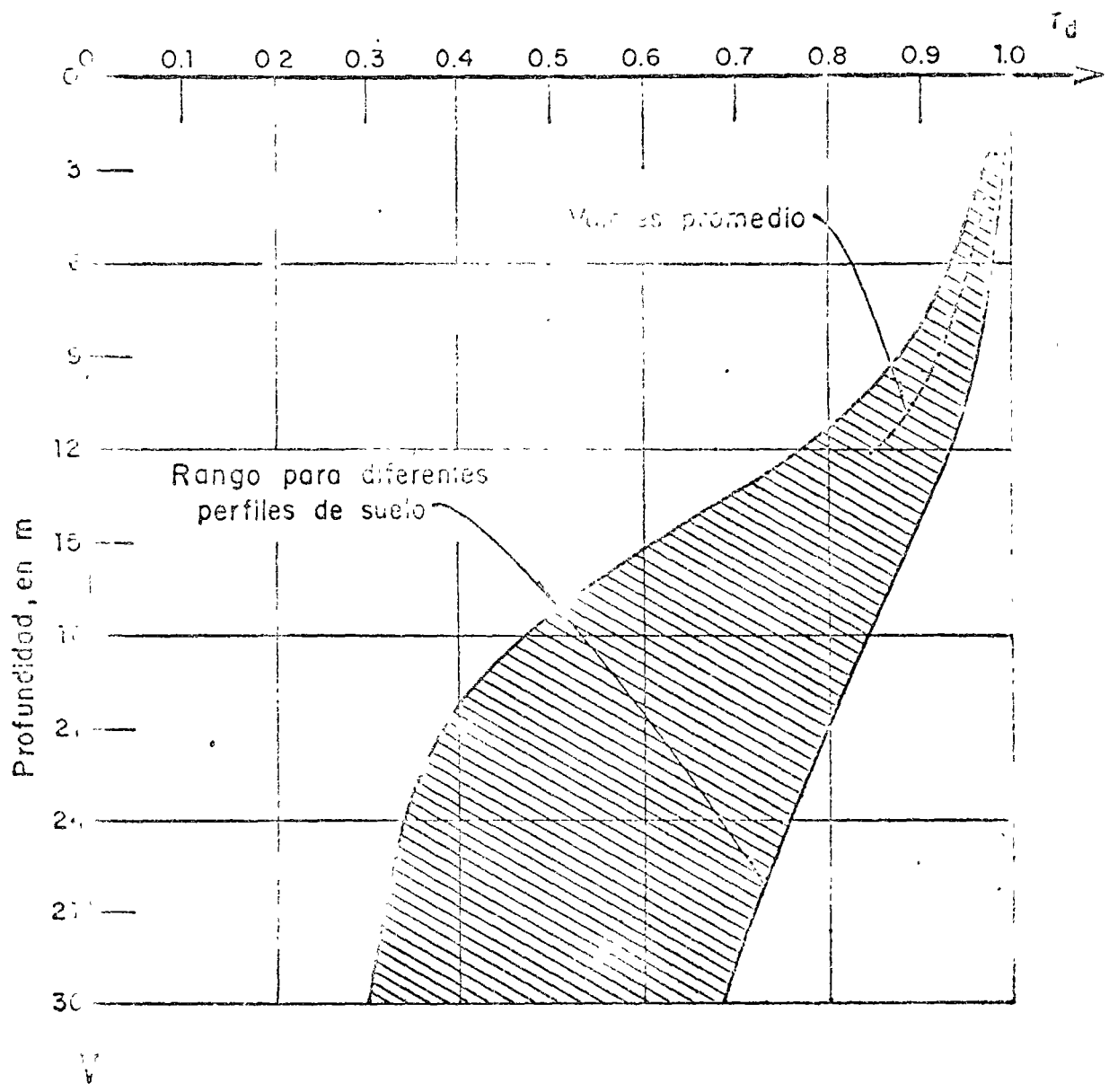


Fig 5. Rango de valores de r_d para diferentes perfiles de suelo

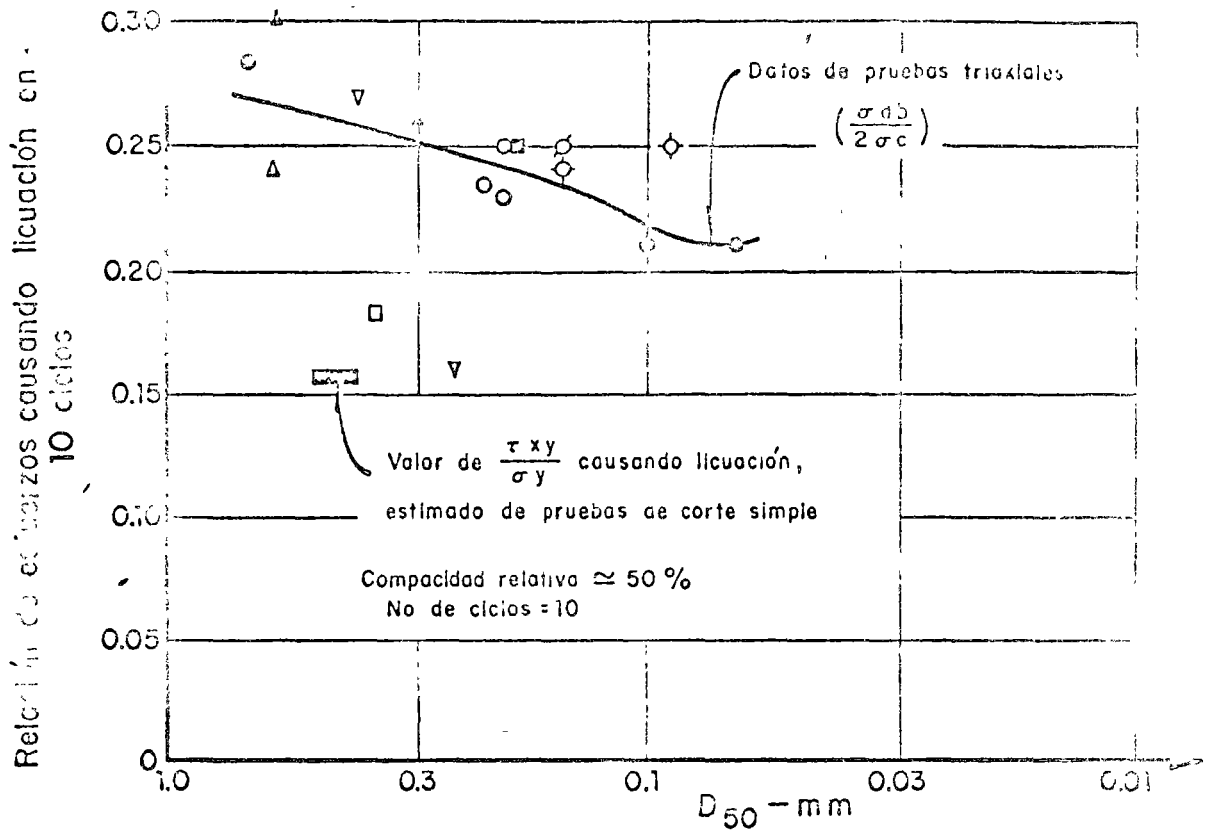


Fig 7. Condiciones de esfuerzo causando licuación de arenas en 10 ciclos

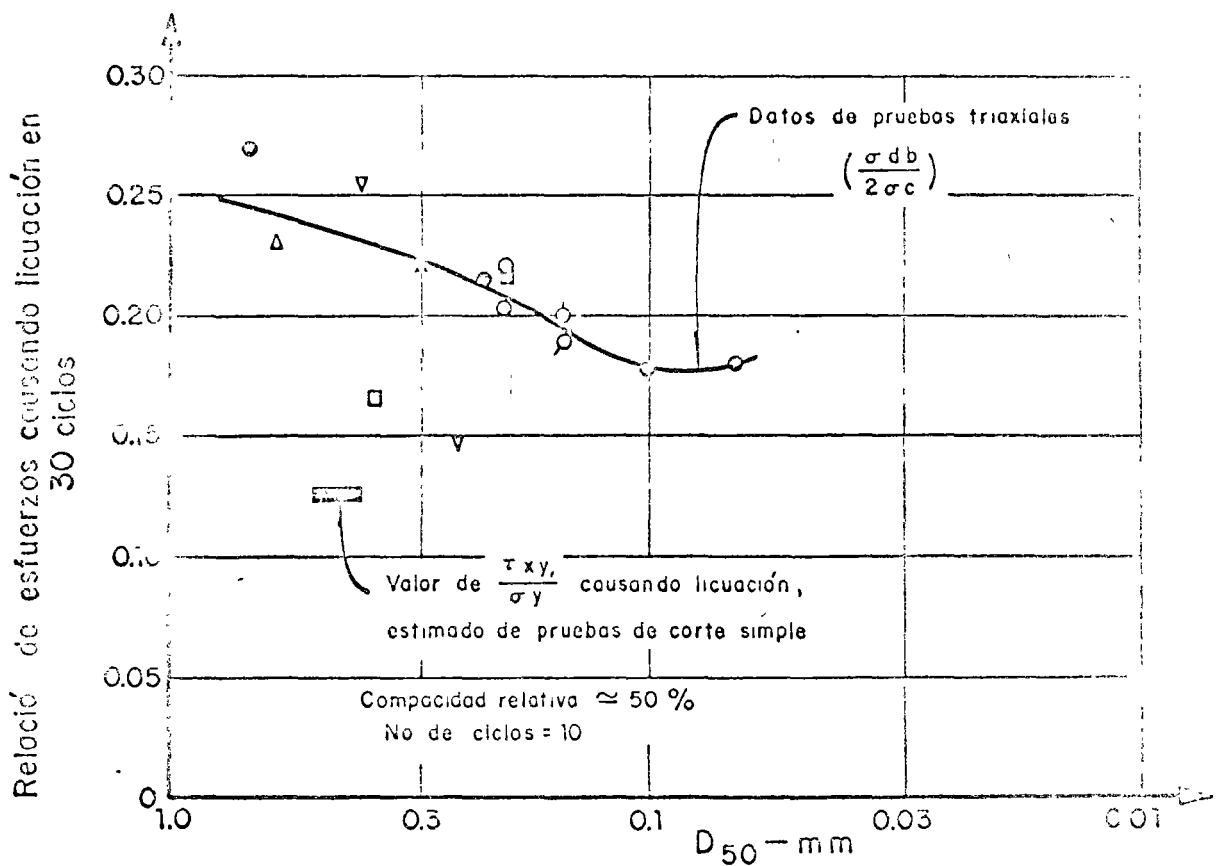


Fig 8. Condiciones de esfuerzo causando licuación de arenas en 30 ciclos

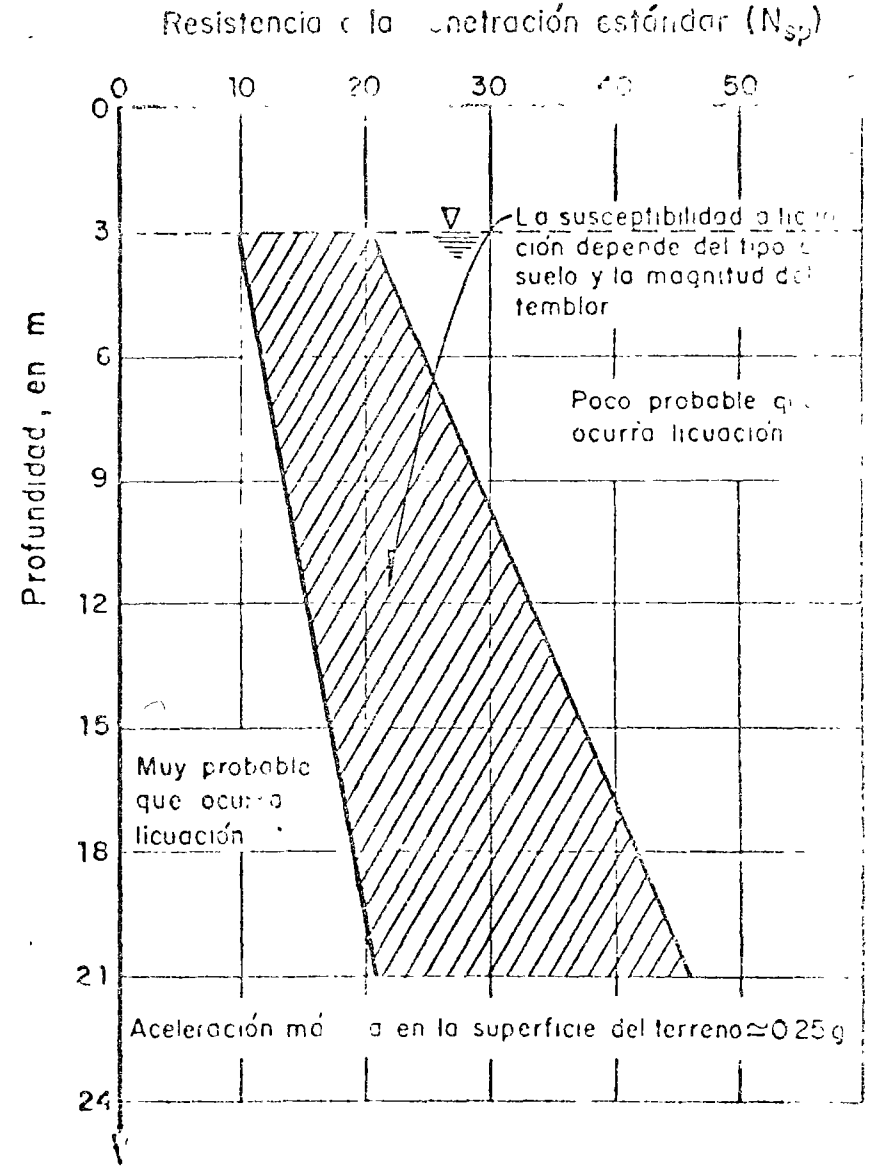
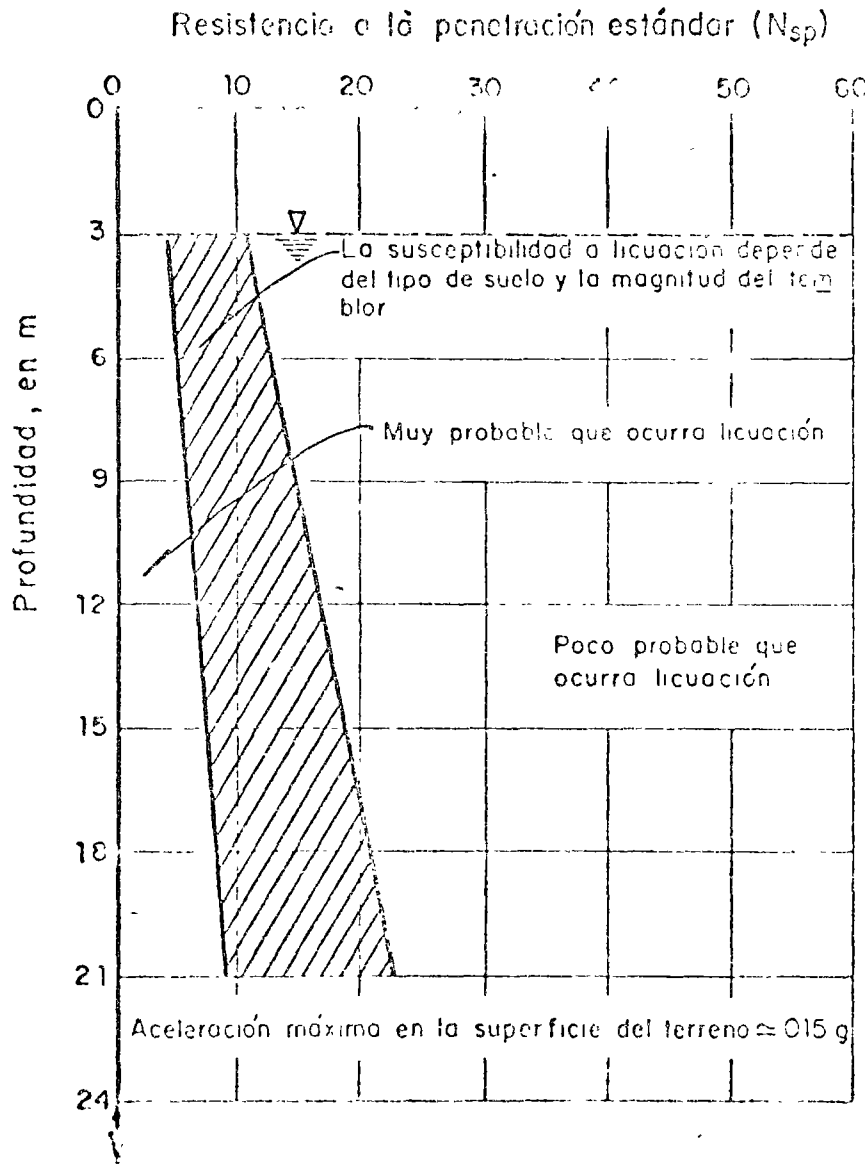


Fig 9. Gráficas para evaluar la susceptibilidad a licuación de arenas con el nivel freático a una profundidad aproximada de 3.0m

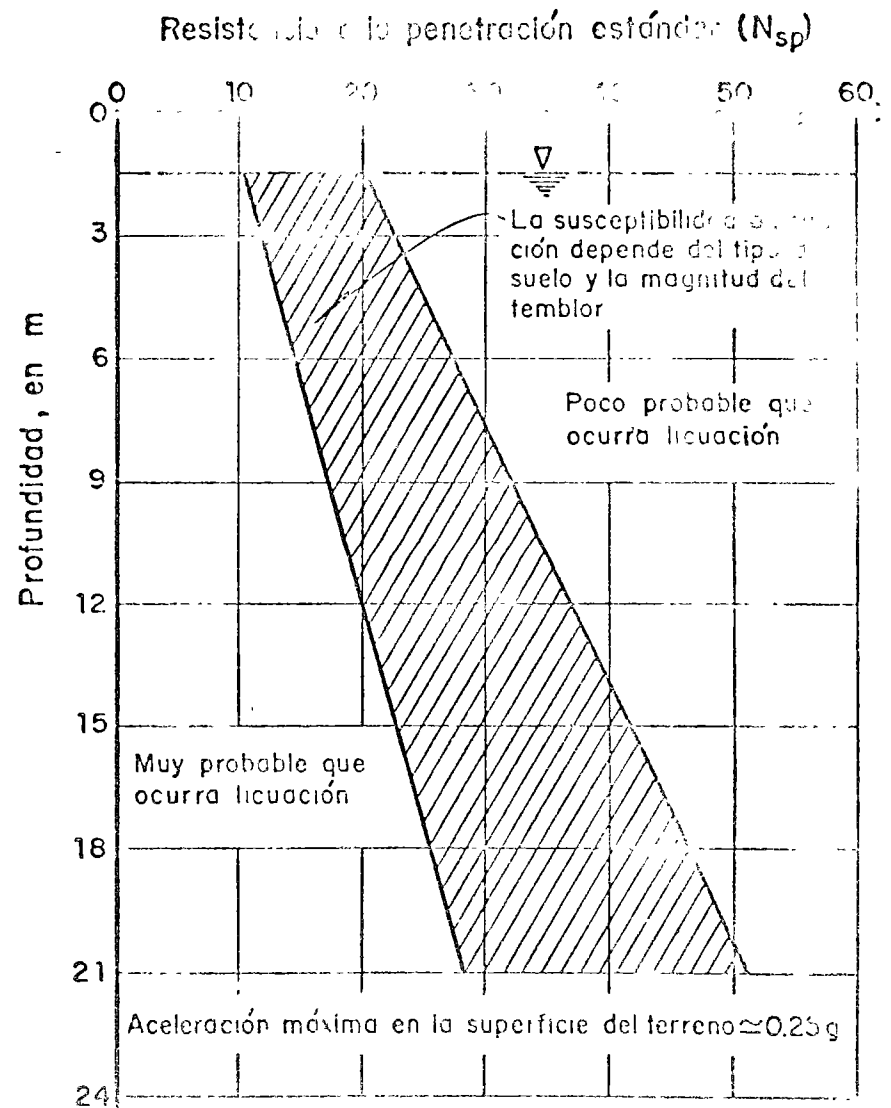
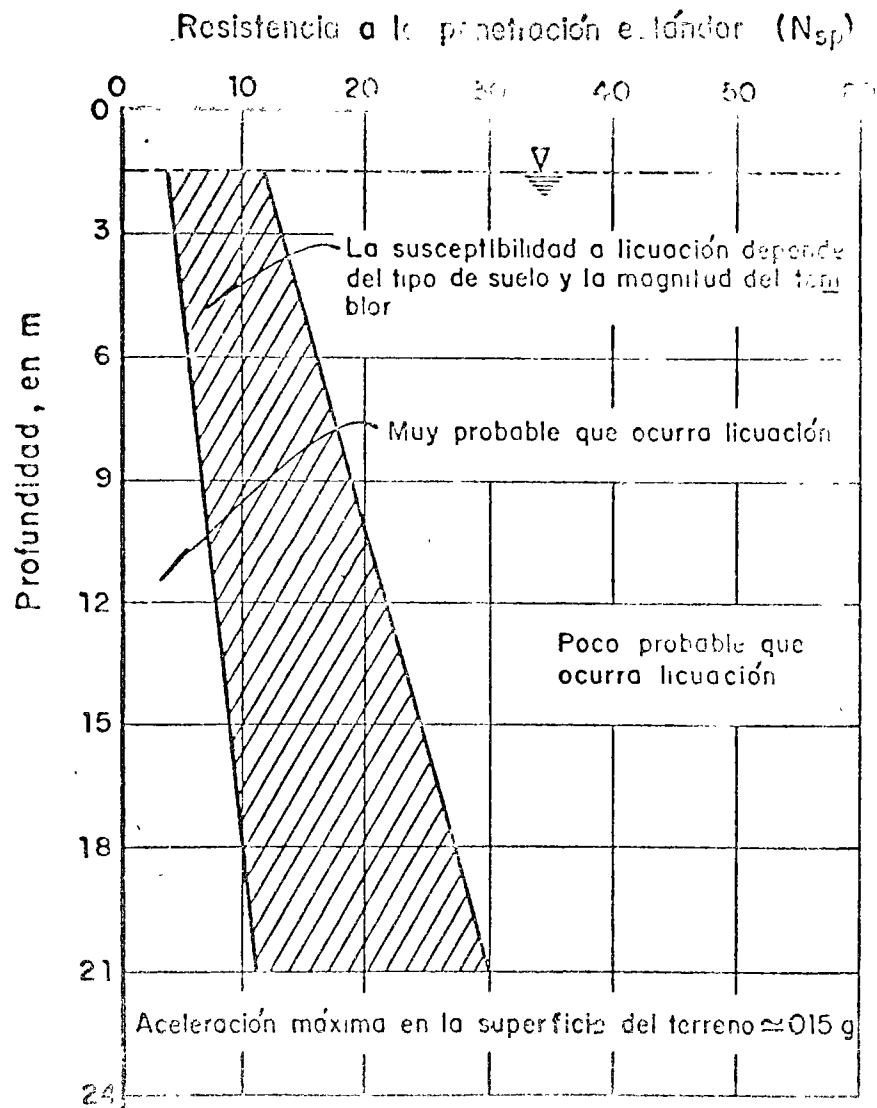
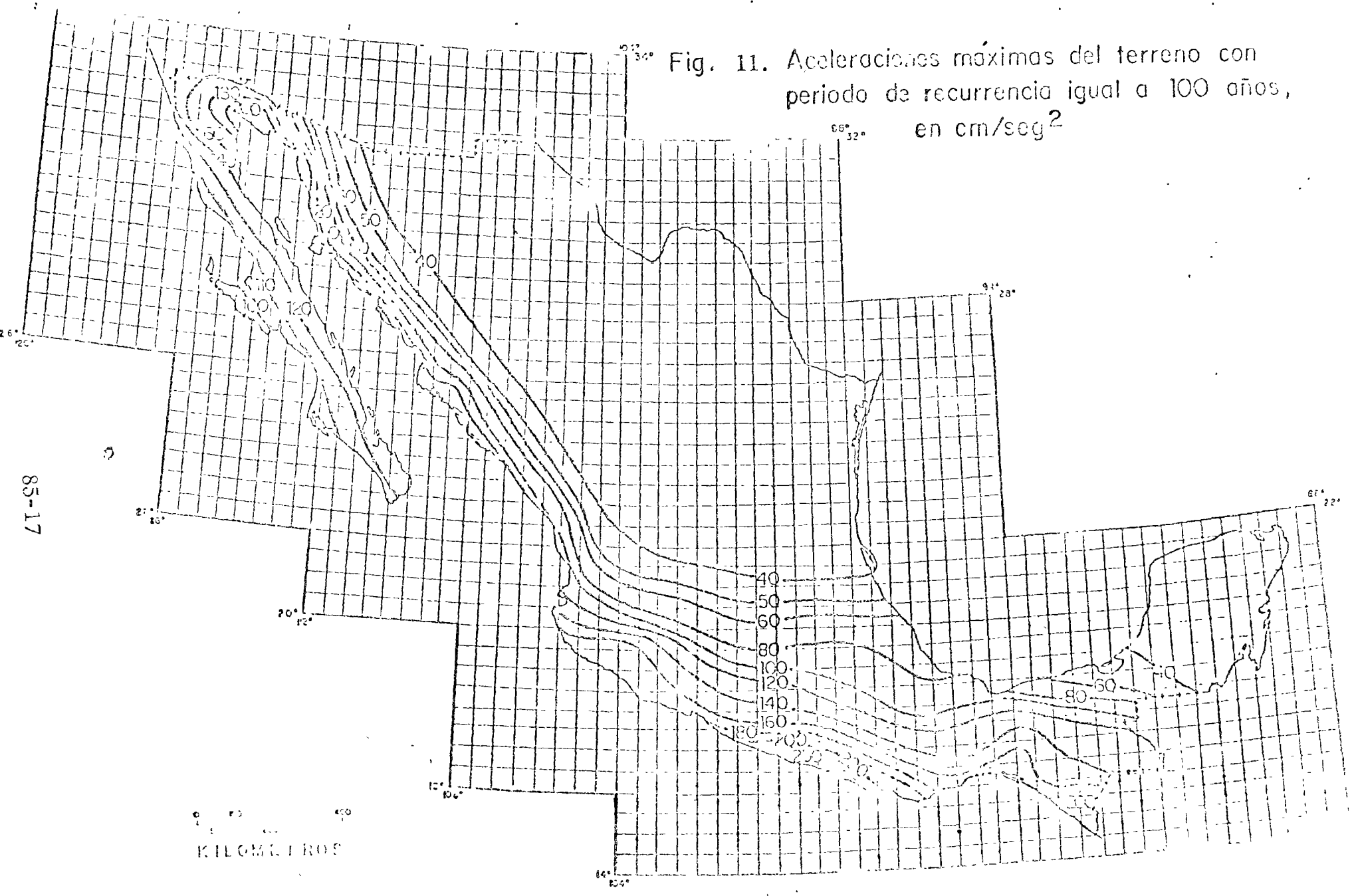


Fig. 10. Efectos por aumento la susceptibilidad a licuación de arenas con el nivel freático a una profundidad aproximada de 1.5 m.

Fig. 11. Aceleraciones máximas del terreno con periodo de recurrencia igual a 100 años, en cm/seg^2



85-17

0 100 200
KILÓMETROS

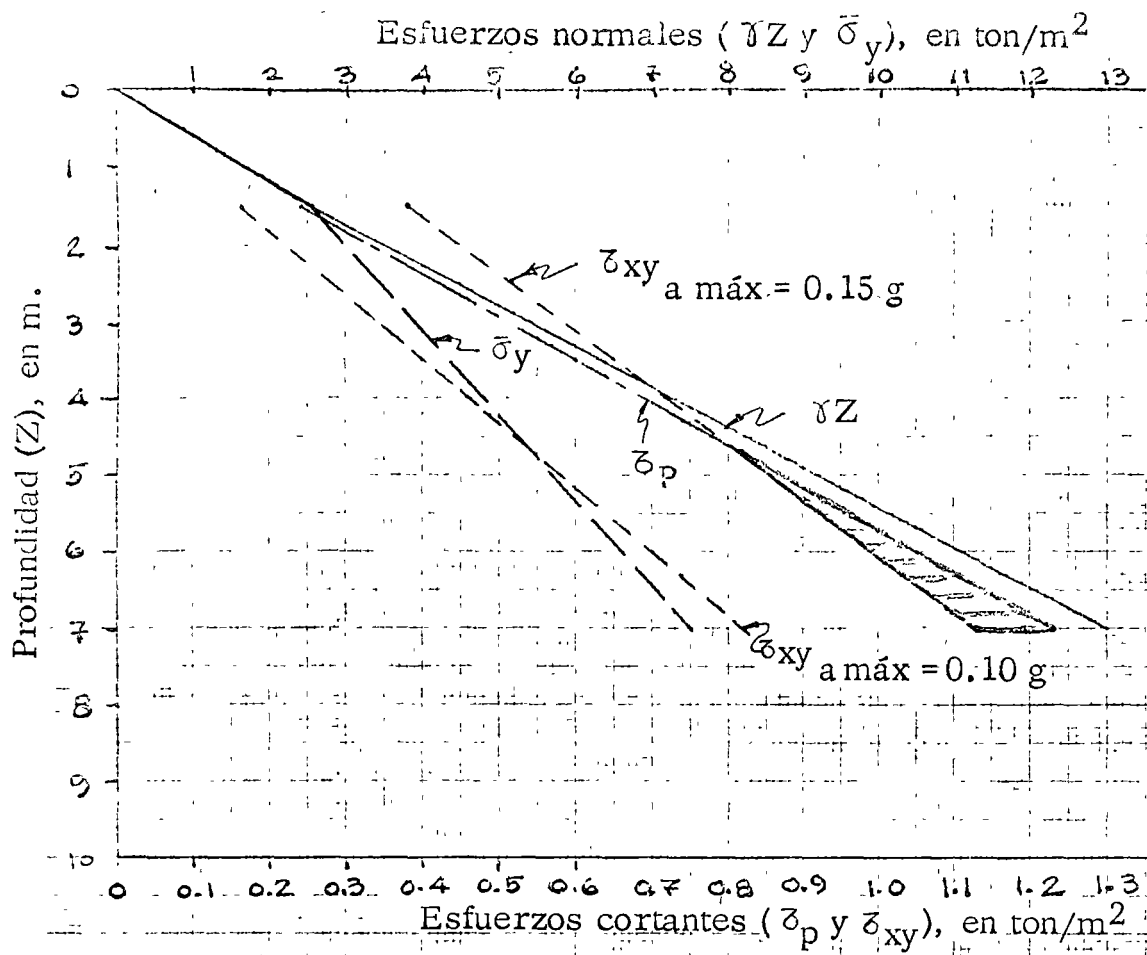


Fig. 12. Distribuciones de esfuerzos normales y cortantes con la profundidad.

REFERENCIAS

1. Kishida, H., "Characteristics of Liquefied Sands During Mino Owari, Tohnamkai and Fukui Earthquakes" Soils and Foundations Vol. 9, No. 1, Marzo de 1969, pp 75-92.
2. Oshaki Y., "Effect of Sand Compaction on Liquefaction During the Tokachi-Oki Earthquake" presentado al "2nd. Seminar on Soil Behavior and Ground Response During Earthquakes". Agosto de 1969.
3. Seed H.B. e Idriss I.M., "Analysis of Soil Liquefaction Potential" Journal of Soil Mechanics and Foundations Division ASCE Vol. 97, SM 9, Sept. de 1971, pp 1249-1275.





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



PROYECTO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES
SUPERFICIALES



Notas proporcionadas por un alumno

21

En la ciudad de Mérida, Yucatán se construirá una planta embotelladora de refrescos.

Elegir el tipo de cimentación más adecuado, y dar las conclusiones y recomendaciones para su diseño y construcción en base a los siguientes datos:

DESCRIPCION DEL PROYECTO

La planta se construirá en un predio localizado en la esquina sur del cruce de la carretera Mérida-Campeche con el camino de acceso al aeropuerto de la ciudad de Mérida.

Las dimensiones del predio se indican en la figura 1. La superficie es sensiblemente plana.

La planta estará construída por una nave industrial y un cuerpo de oficinas de dos niveles.

La estructura de la nave estará formada por marcos metálicos de 50 m de claros, apoyados en los ejes B y C (fig. 2), separados entre sí 9 m, soportarán una cubierta ligera y transmitirán a la cimentación fuerzas verticales máximas de 41 y 65.5 ton, y fuerzas horizontales del orden de 22 toneladas.

Las columnas de eje A soportarán descargas máximas del orden de 34 toneladas.

EXPLORACION Y MUESTREO

Los trabajos de exploración consistieron de tres sondeos, cuya localización se muestra en la figura 1. Las profundidades alcanzadas por los sondeos fueron de 15.70, 15.82 y 12.30 metros, respectivamente.

Durante la perforación se tuvo cuidado en observar la existencia de cavidades, capas de materiales blandos y sedimentos rellenando parcial o totalmente las primeras. También se observaron las pérdidas del agua de perforación.

El nivel freático se encontró en los sondeos a 9.20 m de profundidad, respecto a la superficie actual de terreno.

ENSAYES DE LABORATORIO

Con objeto de conocer la resistencia al corte de la roca se prepararon probetas de los núcleos de roca extraídos y se les sometió a ensayos de compresión no confinada. Los resultados de estos ensayos se presentan en la tabla 1. En la misma se agregan los valores de la porosidad, peso específico relativo y peso volumétrico seco.

ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DE LOS SUELOS

La estratigrafía y las propiedades de los suelos se basan en las observaciones y resultados de la exploración, en los ensayos de laboratorio y en las características geológicas de la formación.

Superficialmente existe una capa de tierra vegetal y rellenos hasta de 0.40 de espesor, la cual cubre a la caliza propia de la plataforma de Yucatán, que en algunas partes del predio aflora.

La roca tiene planos de estratificación horizontales. Su estructura es propia de una formación cárstica, debido a la existencia de cavidades y conductos de disolución que se desarrollan en forma irregular y al azar tanto en la dirección vertical como en la horizontal. Algunas de las cavidades están rellenas de sedimentos producto de la desintegración e intemperismo de la roca o producto de la erosión vertical.

La capa superficial, denominada laja, es muy resistente, siendo su espesor de 1.8' m. La resistencia a la compresión no confinada tiene valores comprendidos entre 78 y 207 Kg/cm² (tabla 1); a esta capa le corresponden los valores más bajos de porosidad y los más altos de peso volumétrico seco.

Continúa abajo de la costra superficial, roca caliza de menor dureza, como lo muestra el por ciento bajo de recuperación de núcleos mostrado en la figura 3 y los valores obtenidos de las pruebas de resistencia. Sin embargo, varía erráticamente debido a la existencia de capas de roca dura y de caliza intemperizada, conocida como sahcah.

En el sondeo SC2 se encontró una cavidad de 2.2 m de

altura y 6.5 m de profundidad, parcialmente rellena con sedimentos. Esta y otras capas de sedimentos observados en los sondeos SC1 y SC3, se localizan sobre el nivel freático. En la figura 3 se muestra la estratigrafía del sondeo SC2 que se considera representativo de toda el área.

Solución:

1. CIMENTACION

Para la elección del tipo de cimentación así como sus características geométricas se tomarán en cuenta los siguientes aspectos: (a) la roca superficial de apoyo se comportará como un elemento rígido y elástico bajo la acción de las cargas relativamente bajas impuestas por la estructura; (b) por las propiedades de la roca, las deformaciones elásticas serán prácticamente nulas o despreciables, rigiendo para el diseño de la cimentación la capacidad de carga por cortante; (c) las cavidades y las capas o bolsas de suelos blandos de existir bajo uno o varios cimientos pueden modificar las consideraciones anteriores.

Por lo tanto, el tipo de cimentación más apropiado es el constituido por cimientos o zapatas, desplantadas a poca profundidad en la capa superficial constituida por la caliza resistente.

A. Cimentación bajo carga vertical

El valor más bajo de la resistencia a la compresión -

no confinada se determinó en muestras extraídas a 2.6 m de profundidad en el sondeo SC2, siendo de 25 Kg/cm² (tabla 1).

La capacidad de carga última para cimientos aislados-sujetos a carga vertical, se estima a partir de la siguiente expresión (ref. 1):

$$\text{Considerando a } \phi = 0 \text{ y } c = \frac{q_u}{2}.$$

$$q_d = c N_c$$

en donde:

q_d = capacidad de carga última, en ton/m²

c = cohesión, en ton/m²

N_c = factor de capacidad de carga, adimensional

q_u = resistencia a la compresión no confinada, en --- ton/m²

La cohesión para roca sana es aproximadamente la mitad del valor de la resistencia a la compresión no confinada, 125 ton/m² (12.5 Kg/cm²), y N_c un parámetro cuyo valor es 6; por lo tanto, la capacidad de carga última es:

$$q_d = 125 \times 6 = 750 \text{ ton/m}^2$$

B. Cimentación bajo carga inclinada (ref. 2)

La capacidad de carga última de cimientos con base horizontal, sujetos a $FV = 41$ ton y $FH = 22$ ton, está afectada por un factor de reducción de 0.44 (ver tabla A-1), siendo su valor neto de:

$$q_d = 0.44 \times 750 = 330 \text{ ton/m}^2$$

Para los cimientos sujetos a $FV = 65.5$ ton y $FH = 22$ -ton el factor de reducción es 0.60 (ver tabla A-1) y dicha capacidad de carga vale:

$$q_d = 0.6 \times 750 = 450 \text{ ton/m}^2$$

Las fuerzas horizontales que actuarán en los cimientos de los ejes B y C serán soportadas por la roca trabajando a empuje pasivo.

La capacidad de soporte del terreno trabajando a empuje pasivo, se estima con la siguiente expresión (ref. 2):

$$E_p = 1/2 \gamma H^2 + 2cH$$

en donde:

γ = peso volumétrico (2.2 ton/m³)

c = cohesión (125 ton/m²)

H = altura del cimiento en contacto con la roca (sumado un metro)

Substituyendo valores, se tiene:

$$E_p = 1/2 \times 2.2 \times 1^2 + 2 \times 125 \times 1 = 250 \text{ ton/ml}$$

1.1 Capacidad de carga admisible

La capacidad de carga última en el caso más desfavorable es de 330 ton/m², aplicando un factor de seguridad del orden de 3 para este caso, la capacidad de carga admisible es de:

$$q_a = \frac{q_d}{F.S.} = 100 \text{ ton/m}^2$$

2. CONCLUSIONES

a) El subsuelo está constituido por roca caliza orgánogénica, típica de la formación Carrillo Puerto. En la superficie es densa, de baja porosidad y resistente, formando una capa o costra de espesor variable, siendo el promedio de 1.8 m. La caliza subyacente es de menor resistencia y contiene cavidades y capas de material blando y sedimentos. La distribución de estos accidentes es irregular tanto en la dirección vertical como en la horizontal.

b) El tipo de cimentación más apropiado es por superficie, consistiendo de zapatas o cimientos desplazados en la caliza superficial.

3. RECOMENDACIONES

Las recomendaciones referentes al tipo, diseño y construcción de los elementos de cimentación, se detallan a continuación:

a) La cimentación estará formada por cimientos aislados, apoyados en la roca superficial resistente, diseñados para una presión de contacto en su base de 100 ton/m^2 .

b) Los cimientos de la nave sujetos a fuerzas verticales y horizontales serán elementos masivos, de sección circular o cuadrada, de concreto reforzado colado en excavaciones hechas en la roca. Transmitirán por empuje pasivo las fuer-

zas horizontales a la roca. La altura de estos elementos o profundidad de excavación en la roca será de 1.2 m. Se recomienda un diámetro o lado de los cimientos de 90 cm para los localizados bajo las columnas sujetas a $FV = 65.5 \text{ ton}$ y $FH = 22 \text{ ton}$, y de 70 cm para aquellos que reciben descargas de $FV = 41$ y $FH = 22 \text{ ton}$ (véase fig. 5).

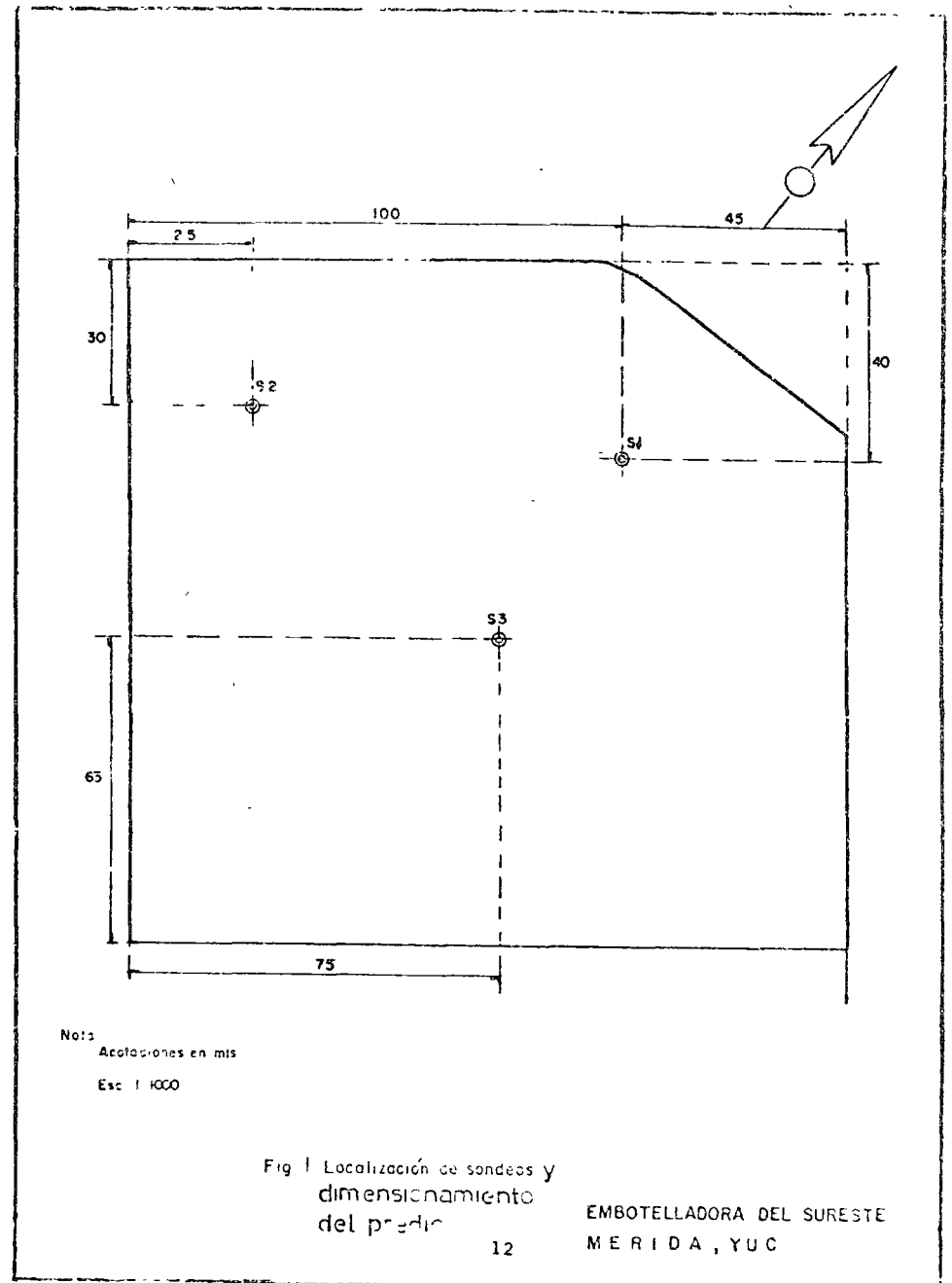
c) Los cimientos restantes, no sujetos a fuerzas horizontales, podrán ser del tipo mencionado en (b) o consistir en zapatas diseñadas apropiadamente para terrenos rígidos, de forma de pirámide truncada (fig. 4), desplazadas por lo menos 20 cm bajo la superficie de la roca. En ambos casos se aplicará la presión de contacto de 100 ton/m^2 para determinar las dimensiones, cuidando de que éstas sean por lo menos las mínimas requeridas constructivamente.

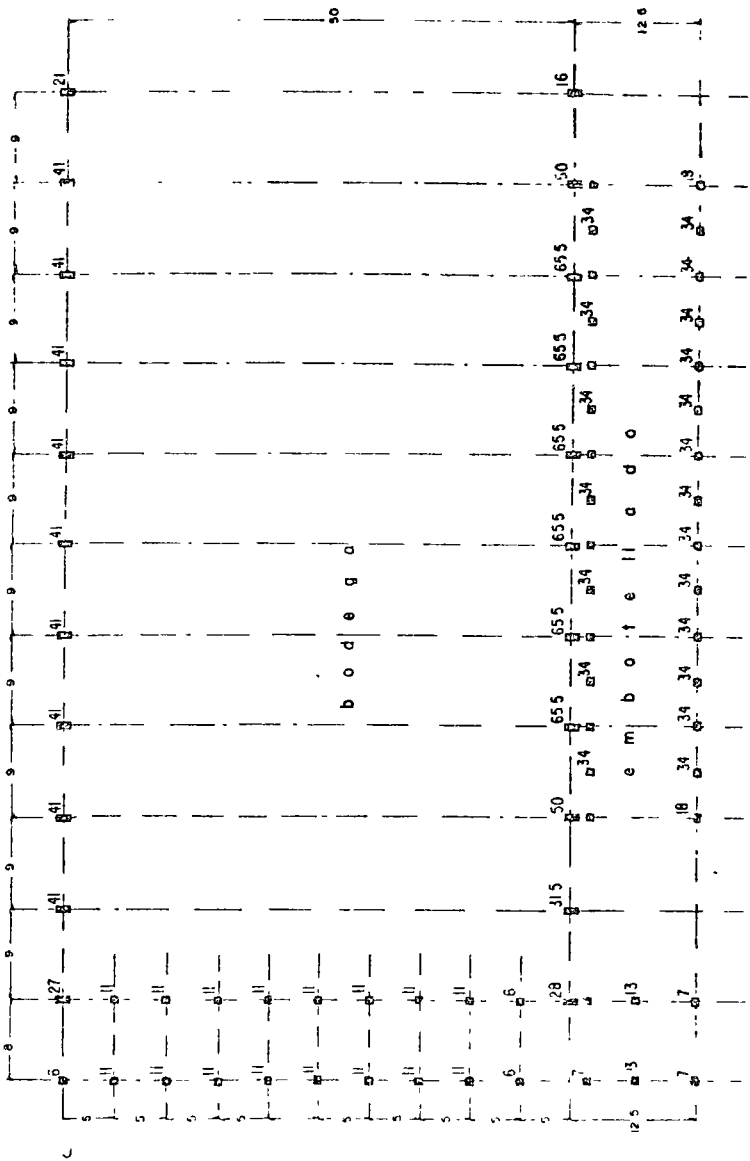
d) Al realizar las excavaciones deberán emplearse las cantidades de explosivos mínimos necesarios, con objeto de evitar la generación de fracturas que pudieran disminuir la capacidad de carga de la roca, especialmente en el caso de los cimientos que transmitirán empuje pasivo.

e) Debido a la irregular distribución de cavidades y capas de materiales blandos o sedimentos, se recomienda que antes de la construcción se determinen mediante perforaciones de exploración, sin obtención de núcleos, las condiciones de la roca bajo cada apoyo y en los sitios donde se localicen equipos y cargas de almacenamiento importantes.

TABLA 1. PROPIEDADES DE LOS ESPECIMENES DE ROCA ENSAYADOS

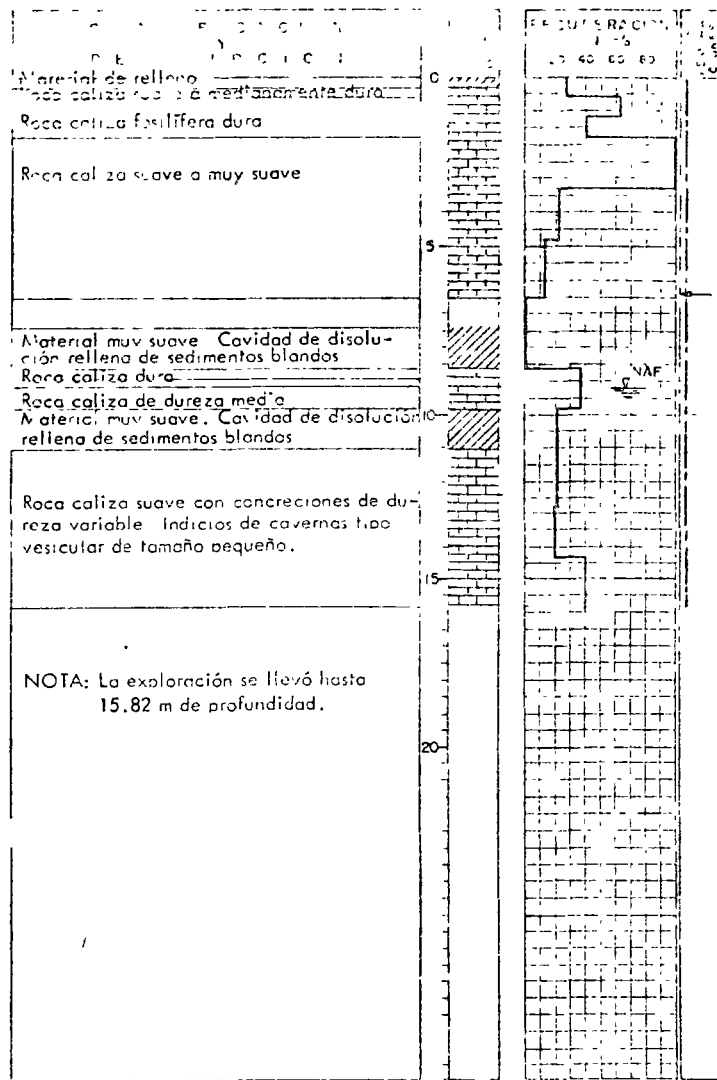
Sondeo	Profundidad (m)	Resistencia (Kg/cm ²) Qu	Porosidad	Peso específico relativo	Peso volumétrico (ton/m ³)
SC1	1.5	131	0.19	2.70	2.20
	2.6	78	0.26	2.69	2.00
	4.0	37	0.24	2.69	2.05
	14.2	148	0.25	2.68	2.00
SC2	0.9	185	0.14	2.70	2.30
	2.6	39	0.33	2.69	1.81
	2.6	25	0.35	2.70	1.77
	4.0	186	0.18	2.70	2.23
SC3	0.9	207	0.15	2.69	2.29
	1.5	132	0.18	2.70	2.21
	2.6	103	0.17	2.71	2.26
	4.0	25	0.36	2.71	1.80





13

EMBOTELLADORA DEL SURESTE
MÉRIDA, YUC.
Fig 2 Descargas de la superestructura



SONDEO
Cota superficial =
Longitud = 15.82 m
Profundidad NAF = 9.20 m
Profundidad de la roca dura

SÍMBOLOS

- Roca caliza
- Suelos
- Cavidad
- Fuga de agua
- Perforación con broca tridráulica
- Muestra con mortero
- Longitud cementada

EXPLORACION GEOLOGICA

EMBOTELLADORA DEL SURESTE, S A
MÉRIDA, YUC
SONDEO SC 2

14

Fig 3

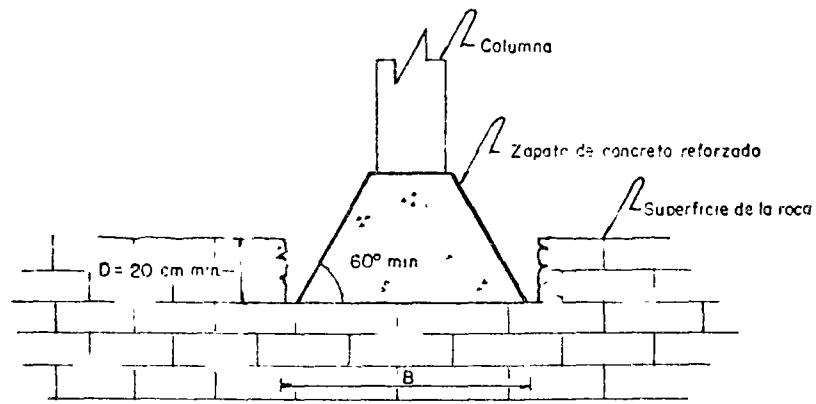


Fig. 4 esquema de una zapata sujeta a fuerza vertical de forma de pirámide truncada

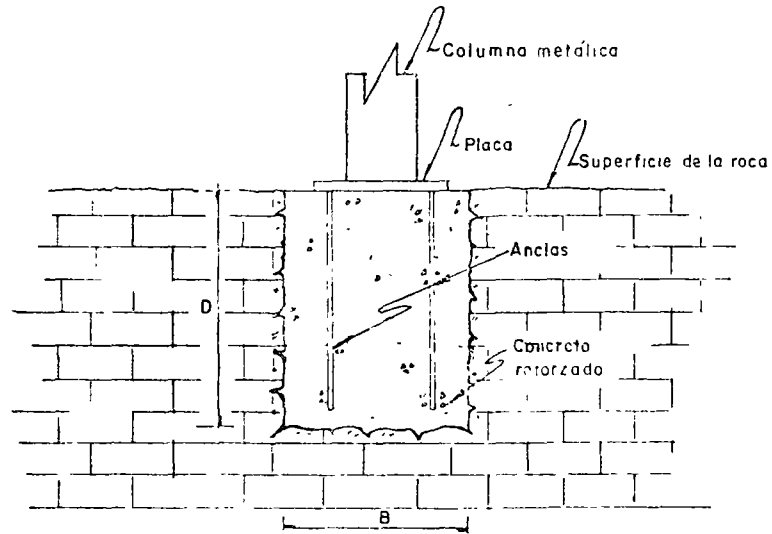


Fig 5 esquema de un pimiento sujeta a fuerza vertical y horizontal

2.2

El Instituto Mexicano del Seguro Social proyecta construir la ampliación del Hospital General de Morelia, Michoacán

Elija el tipo de cimentación más adecuado, dando las recomendaciones para su diseño y construcción, con los datos que a continuación se detallan:

DESCRIPCION DEL PROYECTO

La ampliación del Hospital General se proyecta construir en un predio alargado, en forma de escuadra (fig. 1).

El proyecto de ampliación consta de una torre de hospitalización y dos cuerpos de dos niveles (fig. 2).

La torre de hospitalización se compone de sótano, planta baja y siete pisos e incluye cubo de elevadores y escaleras.

Los cuerpos de dos niveles se construirán a ambos lados de la torre y estarán constituidos por sótano y planta baja.

La distribución y magnitud de las descargas estáticas a la cimentación (cargas muertas y vivas sin incluir el peso de la subestructura), aparecen en la figura 3, las descargas máximas son del orden de 600 ton y ocurren al centro de la

torre de hospitalización.

EXPLORACION DEL SUBSUELO

La exploración del subsuelo consistió de dos sondeos del tipo mixto con recuperación de muestras representativas.

La localización en la planta de los sondeos y su elevación aparecen en la figura 1.

En ambos sondeos, se efectuaron pruebas de penetración estándar, cuyos resultados se muestran en la gráfica "Número de golpes vs profundidad" de las figuras 4, 5 y 6.

PRUEBAS DE LABORATORIO

Las pruebas obtenidas se clasificaron en laboratorio, según los procedimientos manuales y visuales del SUCS y se les determinó su contenido natural de agua y sus límites de consistencia.

En las figuras 4, 5 y 6 se presenta la variación de estas propiedades, con la profundidad, así como la clasificación detallada de los suelos.

Mediante el análisis de mallas, se determinó el porcentaje de la fracción gruesa y fina de algunos suelos, clasificados en su mayoría como gruesos. Los resultados obtenidos fueron los siguientes:

SONDEO S-1		SONDEO S-2	
PROFUNDIDAD (m)	FINOS (%)	PROFUNDIDAD (m)	FINOS (%)
1.80 - 2.01	29.90	8.10 - 8.70	36.44
5.60 - 5.95	60.10	10.75 - 11.35	31.44
7.20 - 7.57	12.30	16.40 - 17.00	19.25
8.00 - 8.26	15.73		
10.00 - 10.60	14.30		

ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES

Sondeo S1

En el sondeo S1, existe superficialmente una capa de 1.05 m de espesor, constituida por arcilla negra con raicillas y grumos, de consistencia suave a firme, de alta plasticidad y con un contenido de agua medio de 32%. El límite líquido de este suelo varía entre 75.4 y 84.2% y el índice de plasticidad entre 50.9 y 58.8%, clasificándose en el grupo CH. Este suelo, a juzgar por la relación agua-plasticidad (menor de 0.2), es altamente susceptible a cambios volumétricos al variar su contenido de agua.

Subyaciendo a la capa superficial de arcilla, se encuentran hasta 5.40 m de profundidad, limos de consistencia muy firme a dura con contenido de arena fina variable, reduciéndose con la profundidad.

De 5.40 a 9.0 m de profundidad, el subsuelo está compuesto por arena fina poco limosa en estado compacto a muy compacto.

Entre los 9.40 y 9.54 m se registró una capa de vidrio volcánico muy compacto, la cual yace sobre depósitos aluviales consistentes en arena bien graduada con gravillas en estado compacto a muy compacto, los cuales llegan hasta 16.40 m de profundidad.

Todos los suelos anteriores descansan sobre un estrato de aproximadamente 1 m de espesor de arcilla arenosa color blanco cremoso, suelo residual que presenta la consistencia de una roca.

Bajo este estrato se detectó la existencia de toba vítrea cristalina reolítica vesicular de 12.60 a 28.25 m de profundidad. Esta roca muestra diferentes grados de intemperización a lo largo de todo su espesor, llegando a alterarse a un limo arcilloso color rosa de consistencia dura, el cual se encontró desde 28.25 m hasta la terminación del sondeo, a 29.80 m de profundidad.

El nivel freático se detectó a una profundidad media de 4.70 m.

Sondeo S2

Superficialmente, en el sitio del sondeo S2, se encontró un estrato de 1.70 m de espesor de arcilla negra con raicillas y grumos, altamente plástica, cuyo contenido de agua varió entre 21 y 33%. Las características de plasticidad son semejantes a las descritas para el mismo estrato del sondeo S1.

deo S1.

Bajo este estrato existen, hasta 8.10 m de profundidad, depósitos limosos de consistencia firme e interestratificados con delgadas capas de arena fina.

Entre 8.10 y 12.95 m de profundidad aparecen depósitos de arena fina y media limosa con gravillas, en estado compacto a muy compacto, detectándose una capa de vidrio volcánico muy compacto de 12.50 a 12.85 m.

Subyaciendo a los depósitos arriba mencionados se encontraron, entre 13.40 y 15.80 m de profundidad, limos con poca arena fina de consistencia firme a dura, los cuales descansan en un estrato de 1.30 m de espesor constituido por arena fina y media limosa con gravillas; su estado es medianamente compacto a muy compacto.

Desde 17.10 m hasta la terminación del sondeo, a 20.00 m, existen depósitos aluviales de estratigrafía errática, compuestos por limos arenosos y arenas limosas con gravillas, en estado medianamente compacto a compacto.

El nivel freático se registró a una profundidad de 3.70 m.

Solución

1. CIMENTACION

Considerando la estratigrafía y propiedades del sub-

suelo y los datos estructurales, arquitectónicos proporcionados, se procede al análisis de la cimentación para cada uno de los cuerpos del proyecto.

A. Cuerpo de dos niveles

Estos cuerpos constarán de sótano y planta baja en toda su extensión.

Dada la baja magnitud de las descargas que se transmitirán al suelo, así como la baja compresibilidad y capacidad de carga relativamente alta de éste, se considera que la cimentación apropiada es a base de zapatas aisladas.

Tomando en cuenta el sótano proyectado y la profundidad a la cual la resistencia a la penetración estándar aumenta considerablemente, se propone como profundidad mínima de desplante de las zapatas 1.50 m por debajo del nivel de piso del sótano.

1.1 Capacidad de carga

Con base a la resistencia a la penetración estándar obtenida y empleando correlaciones empíricas (ref. 3), la capacidad de carga admisible es la siguiente:

Para $N = 20$ en la figura A-1, obtenemos aproximadamente una:

$$q_a = 25 \text{ T/m}^2$$

Este valor es aceptable, aún considerando las limita-

ciones por asentamientos (2.5 cm el máximo) por tratarse de un suelo de baja compresibilidad. No obstante, deberá verificarse durante la construcción que los cimientos se apoyen en terreno resistente, evitando las capas de baja compacidad, lo cual puede implicar aumentar la profundidad de desplante de algunos cimientos.

B. Torre de hospitalización

Debido a las altas descargas al subsuelo, la cimentación más adecuada será a base de zapatas corridas, las cuales presenten una mayor rigidización contra asentamientos diferenciales.

1.2 Capacidad de carga

La capacidad de carga y profundidad de desplante, son las mismas que para los cuerpos de dos niveles, ya mencionados.

1.3 Empuje de tierras en muros perimetrales

Para el cálculo del empuje de tierras sobre los muros perimetrales de contención, se emplea la siguiente expresión (ref. 2):

$$E = 1/2 K_0 \gamma H^2$$

donde:

E = empuje total horizontal, en toneladas por metro longitudinal de muro

K_0 = coeficiente de presión de tierra en reposo

γ = peso volumétrico del suelo, en ton/m³

H = profundidad de desplante del muro, en metros

Substituyendo los valores correspondientes, tenemos:

$$E = 1/2 \times 0.6 \times 1.6 \times H^2$$

$$E = 0.5 H^2$$

La expresión anterior es válida para valores de H menores que la profundidad del nivel freático.

El punto de aplicación del empuje total, se situará en el tercio inferior de la altura del muro.

Cabe señalar que en el sitio existe una capa superficial de arcilla, la cual es susceptible de expandirse por cambios en su contenido de agua. Es conveniente eliminar esta capa de arcilla en las zonas adyacentes a los muros perimetrales en un ancho de 2 m. Si el procedimiento constructivo prevé taludes tendidos fuera del área de cimentación en las excavaciones, bastará con rellenar las zonas adyacentes a los muros perimetrales, una vez construidos estos, con material inerte, pudiéndose emplear el material producto de la excavación, desechando la arcilla plástica.

2. CONCLUSIONES

Del estudio realizado se concluye lo siguiente:

a) El subsuelo bajo los cimientos está constituido por limos arenosos y arenas limosas de compacidad variable,-

siempre en general, de baja compresibilidad y capacidad de -- carga relativamente alta. En el sondeo S-1 se encontró a -- 11.6 m de profundidad roca identificada como toba riolítica, la cual no se encontró en el sondeo S2 de 20 m de longitud.

b) Conforme a las descargas y a las características - del subsuelo, se concluye que el tipo conveniente de cimentación es superficial, bajo el piso del sótano.

3. RECOMENDACIONES

3.1 Las recomendaciones generales para el diseño de la ampliación del Hospital General de Morelia, son:

a) Los cuerpos de dos niveles, sótano y planta baja, serán cimentados con zapatas aisladas desplantadas por lo me nos 1.5 m bajo el piso del sótano. Las zapatas se diseñarán para una presión de contacto de 25 ton/m², respetando las di mensiones mínimas constructivas. En lo anterior, se conside ra que el desnivel mínimo de proyecto entre el piso del sóta no y el nivel de banqueta es de 3 m.

b) La cimentación de la torre de hospitalización será a base de zapatas corridas desplantadas como mínimo 1.5 m ba jo el nivel del piso de sótano, diseñadas para una presión - de contacto de 25 ton/m². Debido a los grandes claros, es - conveniente, para reducir los esfuerzos en las traveses y para obtener un mejor equilibrio de las cargas, ampliar el ancho - de las zapatas bajo las columnas, especialmente en las más -

solicitudes, reduciéndolo en los tramos intermedios.

c) Es recomendable el uso de una junta constructiva - entre la torre y el cuerpo bajo, que separe ambas superes--- estructuras. En caso contrario, se recomienda construir en -- una primera etapa la torre y al final el cuerpo bajo.

d) Los muros perimetrales deberán diseñarse para so-- portar los empujes laterales, calculados de acuerdo con la - expresión propuesta en el subinciso 1.3. El relleno deberá- estar constituido por los materiales allí indicados.

e) Para la acción combinada de cargas estáticas y sis micas, la capacidad de carga recomendada en los puntos (a) y (b) podrá incrementarse en un 30% de su valor.

3.2 Referente al proceso constructivo, se recomienda lo siguiente:

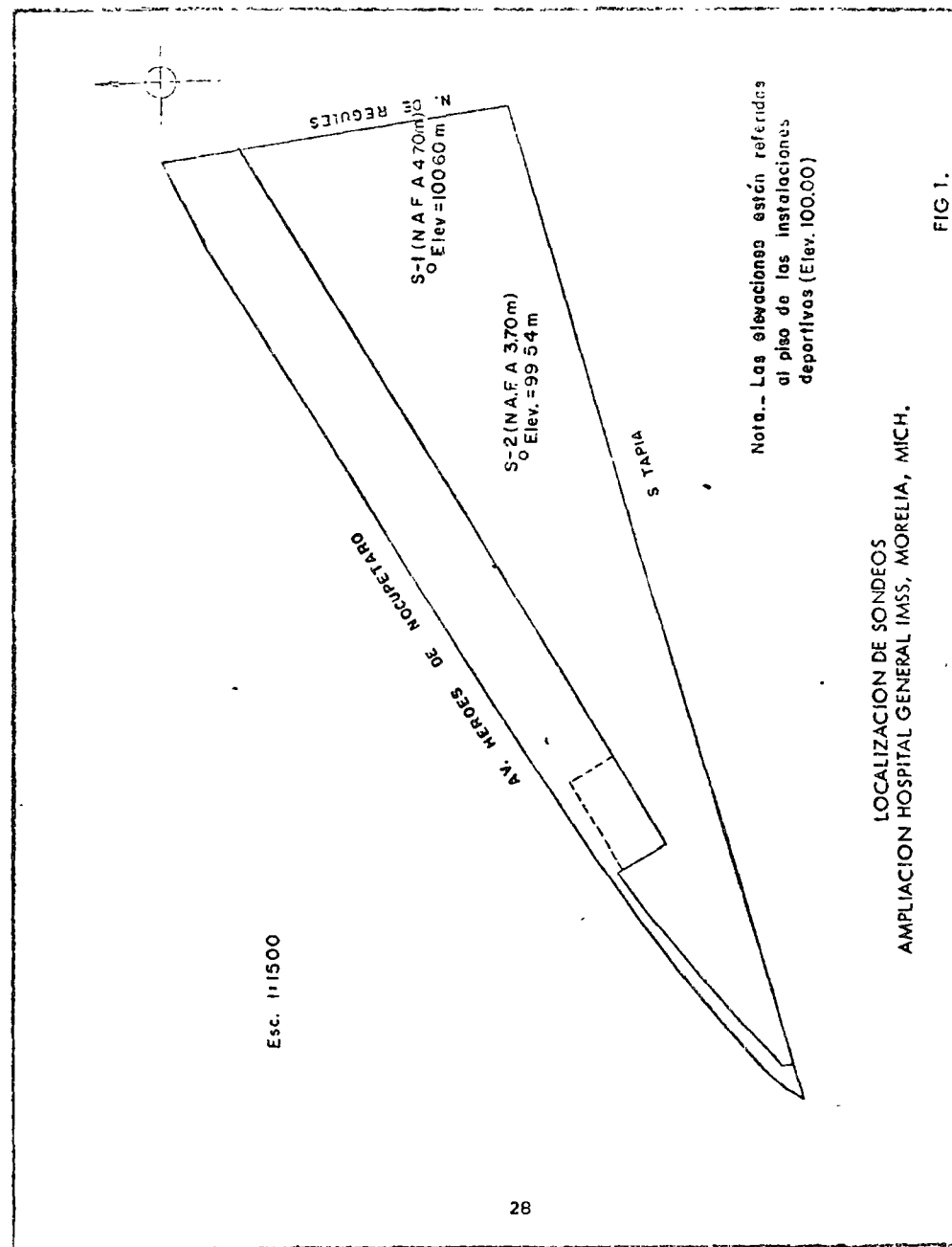
a) En vista de que no hay suelos susceptibles a expan derse por descarga, la excavación en toda el área que aloja- rá el sótano, podrá efectuarse en una sola etapa; hasta el - desplante de la plantilla. Esta excavación podrá realizarse hasta el nivel de fondo de la losa de sótano dejando taludes prácticamente verticales fuera de la planta de cimentación,- siempre que el tiempo de ejecución sea corto.

b) A continuación, se procederá a excavar las zanjas - que alojarán las zapatas aisladas y corridas. La excavación podrá hacerse con cortes verticales, siempre que el proceso-

construcción sea rápida. Como alternativa se sugiere recurrir a estos cortes con banca de talud, que a la vez servirán de cimbra, apuntalados de lado a lado. Otra alternativa puede consistir en excavar las zanjas con taludes casi verticales, que permitan retirar la cimbra; pero deberá evitarse toda alteración del terreno y colocar material de relleno -- adecuado y bien compactado.

c) En vista de la erraticidad del subsuelo, antes de proceder a la construcción de las zapatas deberá verificarse que éstas queden apoyadas en terreno compacto.

d) Debido a que superficialmente existe una capa de arcilla plástica, susceptible a cambios volumétricos al variar la humedad, se recomienda eliminarla bajo todas aquellas superficies cubiertas tales como banquetas, pavimentos, etc.



ELEVACION
 AMPLIACION DEL HOSPITAL GENERAL DE MORELIA, MICH.
 2ª ALTERNATIVA

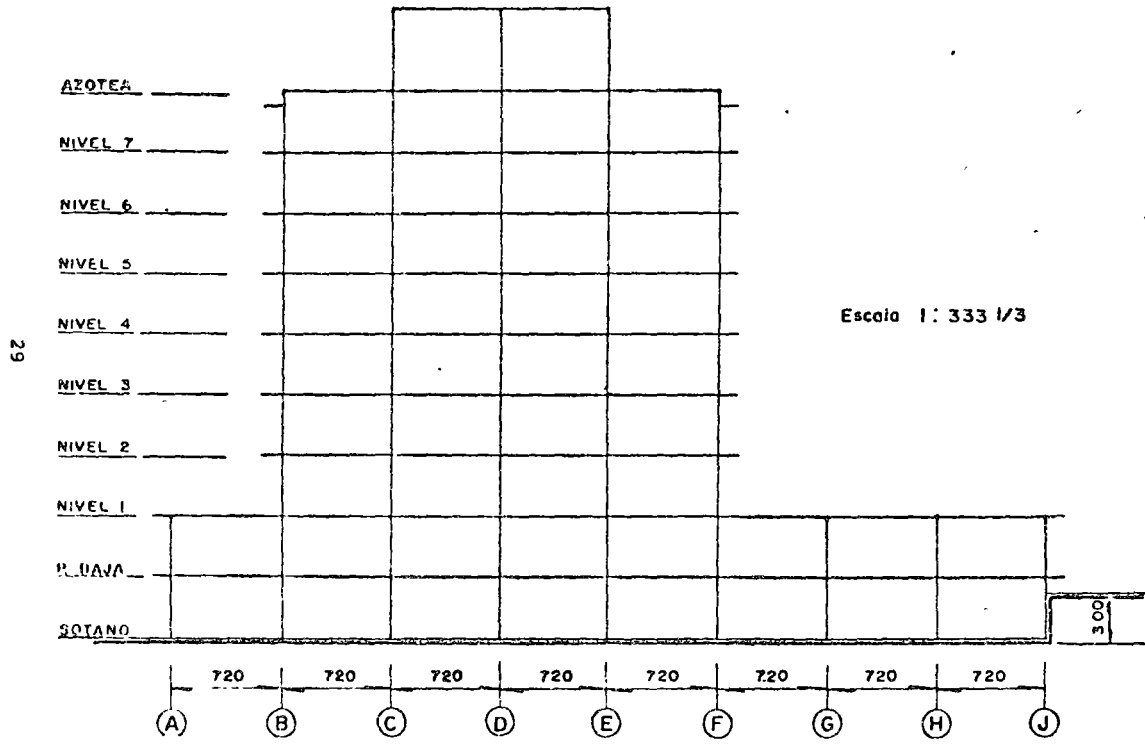


FIG. 2 Corte A-A'

NOTA. Descargas en ton proporcionadas por el IMSS, no incluyen el peso de la subestructura.

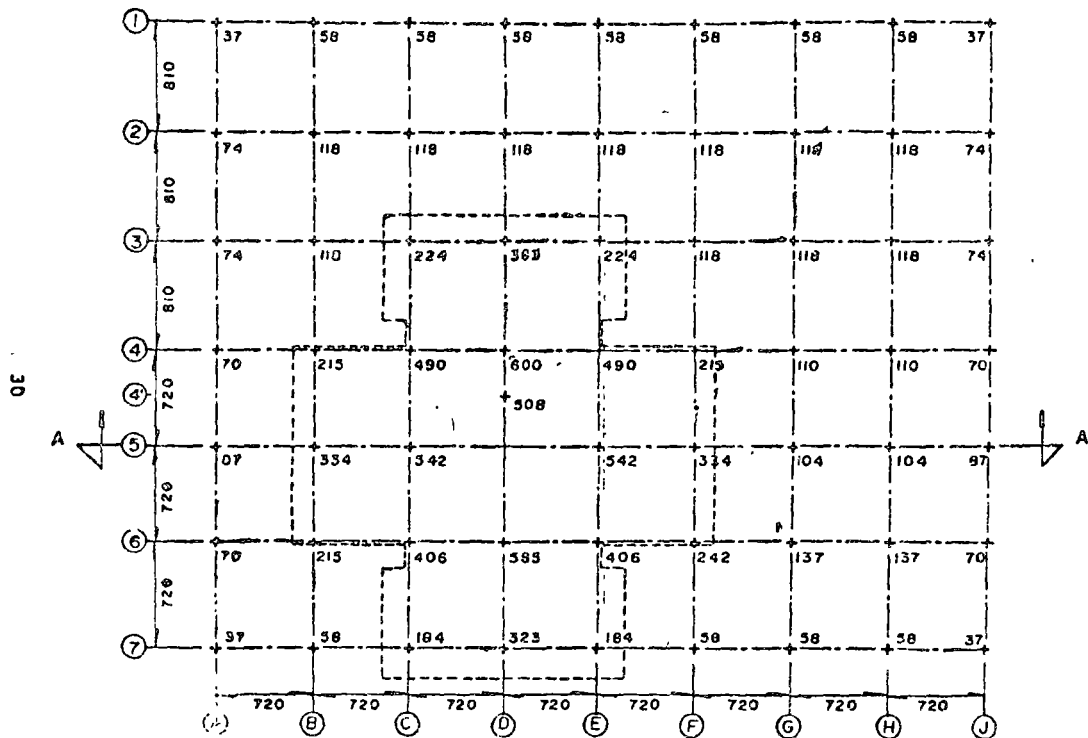


FIG. 3 DISTRIBUCION DE DESCARGAS A LA CIMENTACION
 AMPLIACION HOSPITAL GENERAL DEL IMSS
 MORELIA, MICH.

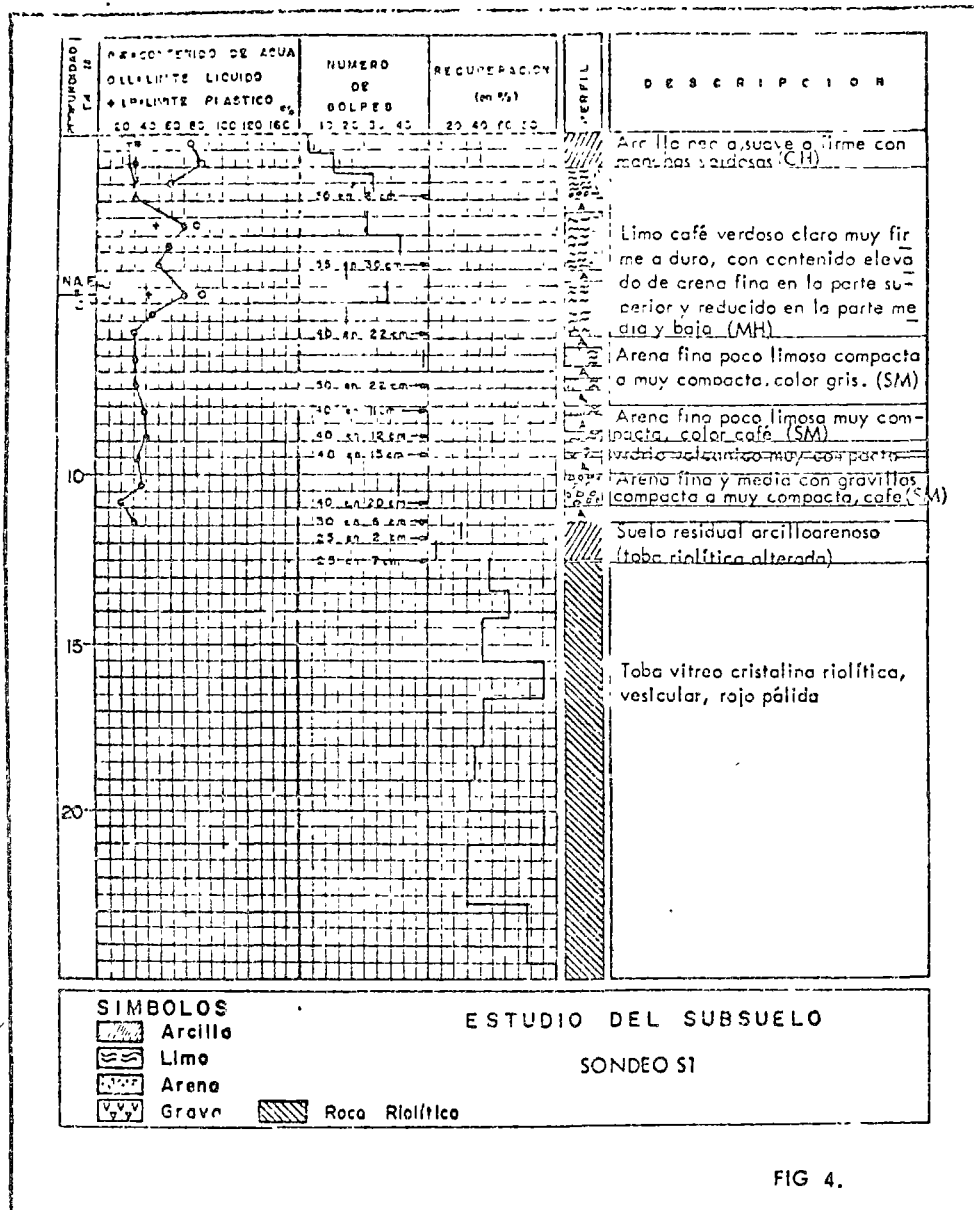


FIG 4.

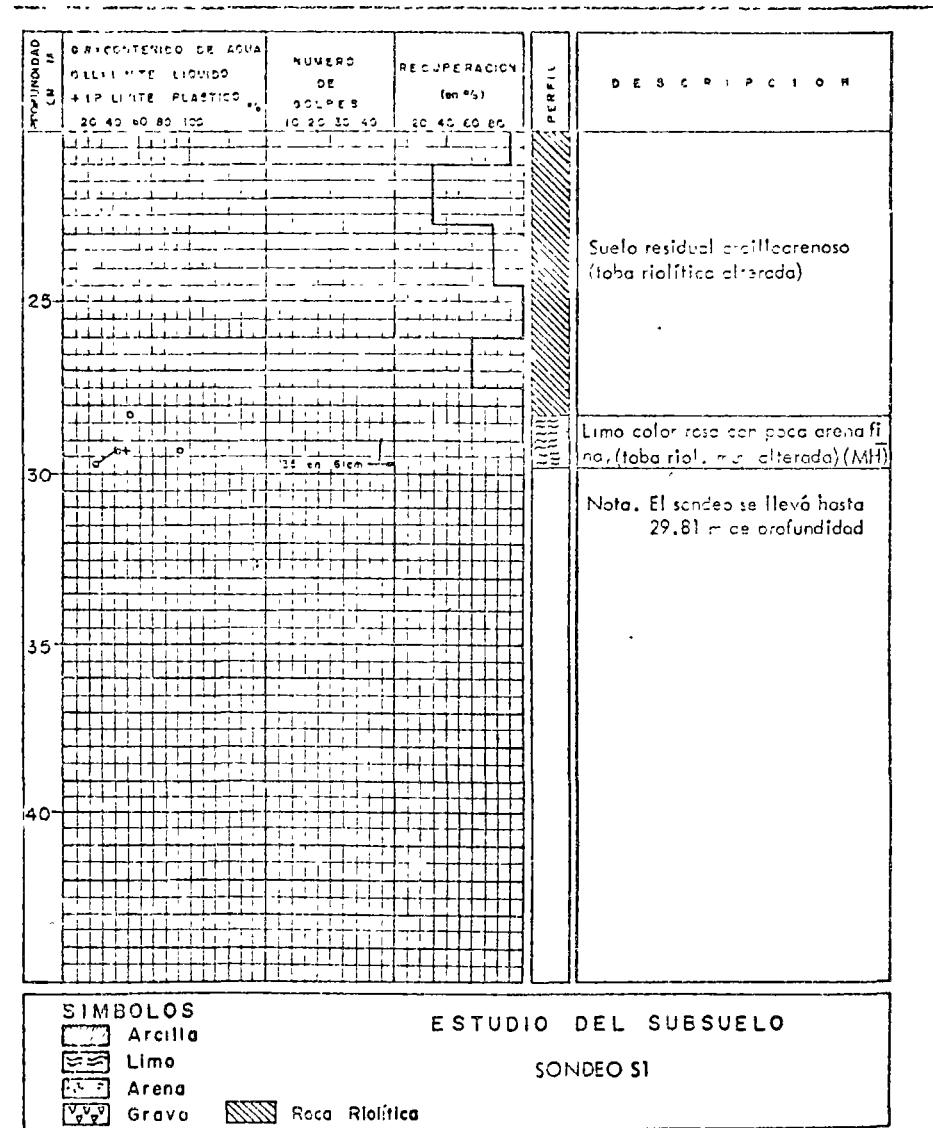
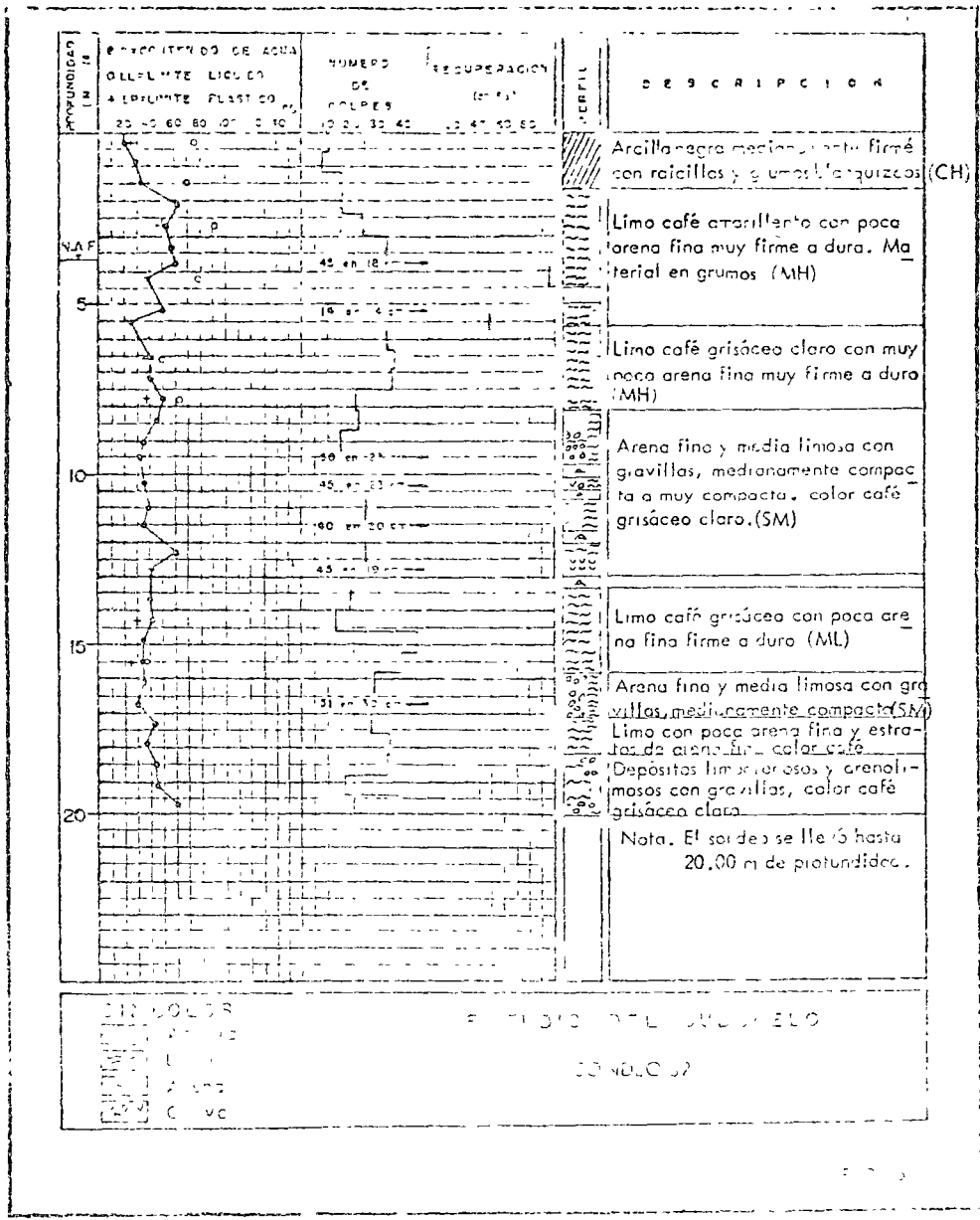


FIG 5







centro de educación continua
 división de estudios superiores
 facultad de ingeniería, unam



Suplico a usted enviar los siguientes datos personales
 junto con las notas de las conferencias que se imparti-
 rán en el curso sobre:

Nombre **JUAN JACOBO SCHMITTER**

Profesión **INGENIERO CIVIL**

Egresado de **U.N.A.M.**

Estudios Superiores **MECANICA DE SUELOS "MAESTRIA"**

Docencia **PROFESOR MECANICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES UNIVERSIDAD IBEROAMERICANA**

Puesto actual **INGENIERO CONSULTOR EN ICA**

Experiencia **ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS, PROFESOR DE CIMENTACIONES, INVESTIGADOR AUXILIAR EN EL INSTITUTO DE INGENIERIA**

Artículos escritos **ESTABILIDAD BORDOS GRAN CANAL, 7° CONGRESO DE ING. CIVIL. COMITE ACAPULCO, 6A. REUNION NACIONAL DE MECANICA DE SUELOS, AIRE COMPRIMIDO EN TUNELES, 9° CONGRESO DE INGENIERIA CIVIL.**

Asociaciones a las que pertenece **MECANICA DE SUELOS, MECANICA DE ROCAS.**

Libros publicados:

Atentamente

 ING. SALVADOR MEDINA RIVERO
 COORDINADOR DE CURSOS.

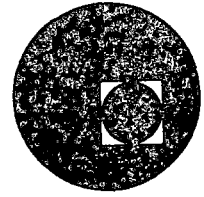
Tacuba 5, primer piso. México 1, D. F.
 Teléfonos: 521-30-95 513-27-95

eds. 26 Agosto 1975.





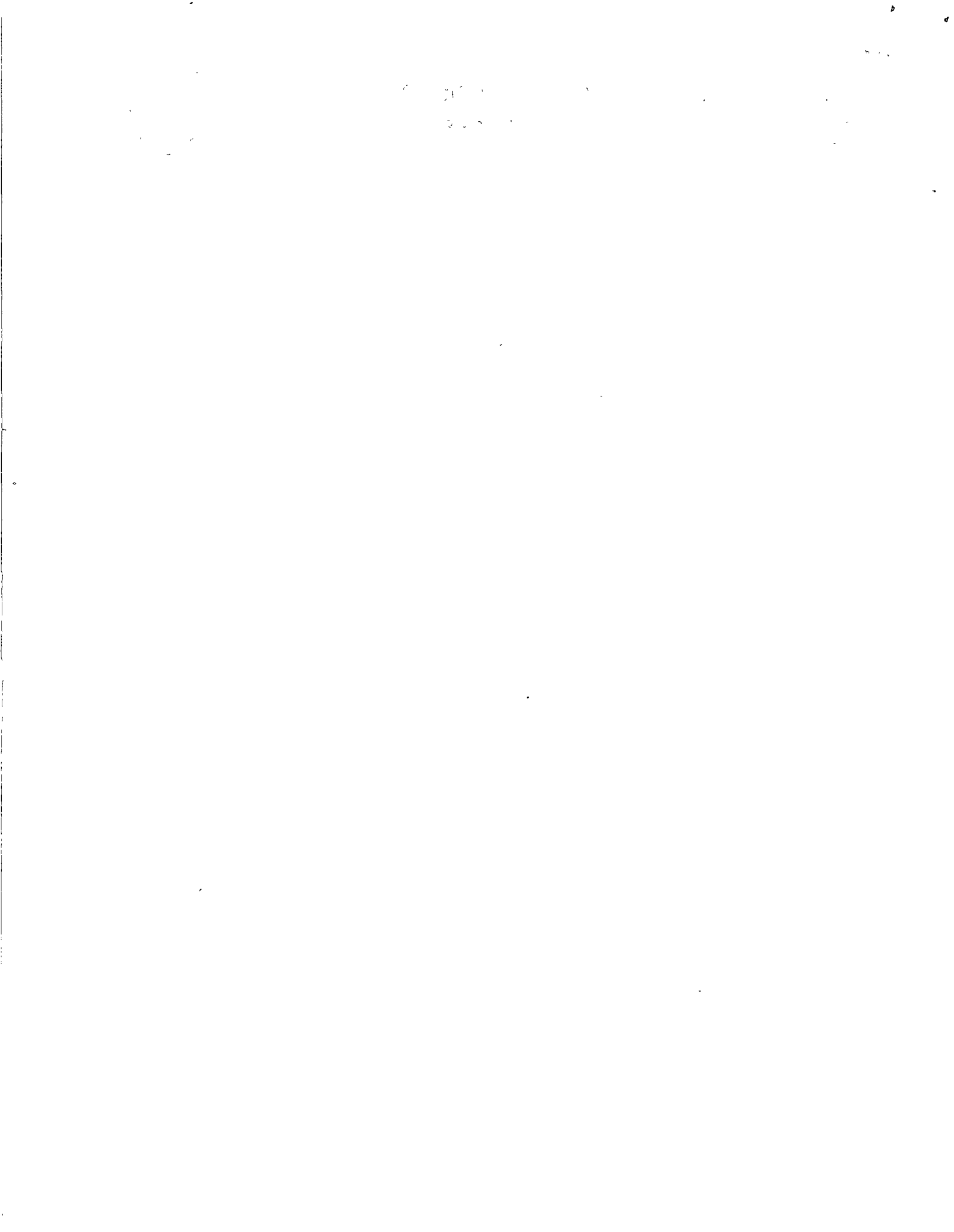
centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



PROYECTO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES
SUPERFICIALES

DISEÑO ESTRUCTURAL

ING. FERNANDO RAMIRO LALANA



DISEÑO ESTRUCTURAL
DE CIMENTACIONES
SUPERFICIALES.

DISEÑO ESTRUCTURAL

I) INTRODUCCION

El título de esta parte sugiere la idea del proporcionamiento de miembros estructurales que sean capaces de soportar los elementos mecánicos, previamente obtenidos. No es este, en rigor, el sentido de lo que aquí se tratará. El enfoque que se pretende dar es el del comportamiento del conjunto suelo-estructura y sus efectos en la meta final, es decir en las sollicitaciones a las que estarán sometidos ambos. Con este fin, se plantearán las ideas generales de esfuerzos y deformaciones del suelo para concluir con ideas de interacción, prestando especial interés a las cimentaciones sobre suelos compresibles. Las cimentaciones sometidas a cargas dinámicas, como es el caso de máquinas, quedan fuera de lo aquí se tratará ya que su complejidad es incompatible con los fines y tiempo destinados a este curso intensivo.

II) ZAPATAS AISLADAS

El tipo de cimentación más simple que se puede tener consiste en la ampliación de un elemento, en la zona de contacto con el suelo, con el objeto de que éste, supuesto menos resistente, esté sometido a esfuerzos dentro de su capacidad portante. En caso, por ejemplo, de tratarse de una columna, dicha ampliación será capaz de soportar los esfuerzos debidos a la carga vertical, al momento y a la fuerza cortante que le transmita la columna.

Si un cuerpo muy rígido relativamente a otro, es presionado contra éste, la superficie deformada obedecerá a la frontera del cuerpo rígido. La teoría de la elasticidad demuestra que en tal caso (Fig. 1) las presiones están dadas por :

$$q = \frac{P}{\pi \sqrt{a^2 - x^2}}$$

Es decir, teóricamente, los esfuerzos en $x=a$ se hacen infinitos. La realidad es que aunque, en rigor, no se pueda aplicar la teoría de la elasticidad al caso de cimentaciones, sí se presentan efectos parecidos que si no producen esfuerzos infinitos sí llegan a producir el estado plástico. Si la carga P se incrementa la zona plástica también lo hace y, en el límite, se obtiene una distribución uniforme de presiones que corresponden al estado de falla.

Recíprocamente, si la cimentación es muy flexible, la distribución de esfuerzos será tal que el máximo se presente en el centro y en los extremos tienda a cero.

La práctica general en el análisis de zapatas aisladas consiste en suponer una distribución lineal de presiones en el suelo, calculadas con la Fórmula de la Escuadría y, a partir de ella, obtener los elementos mecánicos en la zapata. Si bien esto puede dar resultados lejanos a la realidad, se deja a los coeficientes de seguridad la amplitud necesaria para garantizar la capacidad de la estructura. Sólo en casos límite, es conveniente hacer una revisión más detallada del estado de esfuerzos a los que podrá estar sujeta la cimentación.

III) ZAPATAS CORRIDAS.

Se considerará aquí como zapata corrida una losa rectangular cuyo lado largo es varias veces mayor que el corto, provista de una trabe de rigidización y sometida a la acción de varias cargas. El problema consiste en obtener la distribución de presiones en el suelo medidas según el sentido largo de la zapata.

Un primer intento puede consistir en suponer que esta distribución es uniforme y corresponder a una condición de equilibrio dada por :

$$q_0 = \frac{\Sigma P}{A}$$

Lo anterior presupone, y se acepta, que la resultante de cargas P pasa por el centroide de la zapata. Sin embargo, resulta que al considerar la estructura sometida al efecto de esta presión, el comportamiento no obedece al de una viga continua ya que, en la generalidad de los casos, las reacciones de ésta no serán iguales a las cargas transmitidas por las columnas, aparece, pues, una interacción suelo estructura.

El problema consiste en obtener la distribución de presiones tal que proporcione equilibrio. Este tema ha sido tratado por muchos autores y aquí se presentan las ideas de algunos de ellos.

El método general cubre las siguientes etapas :

a) Suponer una presión del terreno uniformemente distribuida contra una estructura con apoyos fijos que reaccionan con las Q_i ;

b) Eliminar los apoyos fijos ficticios y permitir que sobre la estructura actúen las cargas $P_i - Q_i$ que forman un sistema en equilibrio.

c) Corregir la distribución de la reacción estableciendo la compatibilidad de deformaciones en la zona de contacto.

El método de Baker simplifica este último punto haciendo coincidir, exclusivamente, las deformaciones diferenciales máximas de estructura y terreno; lo que sin lugar a dudas arroja resultados incorrectos, pero dadas las incertidumbres que existen en cuanto a cargas y a comportamiento del suelo, en la generalidad de los casos representa una aproximación muy aceptable al funcionamiento de conjunto. La corrección de Baker consiste, entonces, en una distribución $\alpha q'(x)$ que cumpla con esta condi-

ción. La figura 2 explica por sí sola la aplicación del método.

El método propuesto por L. Esteva y A. Flores, consiste en una serie de ajustes sucesivos (Fig. 3).

a) Se supone una distribución de presiones $q_0(x)$ como una aproximación a la distribución real.

b) Para mejorar la aproximación del estado de cargas y deformaciones se aplica un incremento proporcional al desajuste.

$$\{\Delta Y_E\} = \beta [Y_{OS} - Y_{OE}]$$

siendo β el factor de proporcionalidad.

c) Obtener la variación de las reacciones ejercidas por el suelo contra la estructura y el sistema igual y opuesto que constituye el incremento de presiones de la estructura contra el suelo. El incremento, Δq de reacciones se obtiene multiplicando ΔY_E por la matriz de rigideces de la estructura.

$$\{\Delta q\} = \beta [K_E] \{Y_{OS} - Y_{OE}\}$$

De la misma manera, dado $-\Delta q$, se producen asentamientos diferenciales en el terreno que pueden calcularse con la ecuación:

$$\{\Delta Y_S\} = F_S \{-\Delta q\} = -\beta F_S K_E \{Y_{OS} - Y_{OE}\}$$

en la que F_S es la matriz de flexibilidades del suelo.

El proceso descrito constituye un ciclo en el ajuste sucesivo de la compatibilidad entre ambos sistemas y para llevarlo a cabo es necesario definir el valor de β que se adoptará.

Si el error de cada configuración propuesta se mide en términos del error cuadrático, es decir, de la suma de los cuadrados de las diferencias entre los desplazamientos diferenciales de ambos sistemas, el valor óptimo que debe adoptarse para β en cada-

ciclo, es aquel que minimiza dicho error cuadrático, es decir :

$$\int [Y_{Os} + \Delta Y_s - Y_{OE} - \Delta Y_E]^2 dx = \min$$

Para sistemas lineales el valor de β puede obtenerse directamente : Si Y_E y Y_s son los vectores de desplazamientos diferenciales al final del ciclo y Y_{OE} y Y_{Os} al principio

$$Y_E = Y_{OE} + \beta [Y_{Os} - Y_{OE}]$$

$$Y_s = Y_{Os} - \beta F_s K_E [Y_{Os} - Y_{OE}]$$

Si los vectores de error al final y al principio son

$$\Delta = Y_s - Y_E$$

$$\Delta_o = Y_{Os} - Y_{OE}$$

Se obtiene, restando Y_E de Y_s

$$\Delta = \Delta_o - \beta [F_s K_E + I] \Delta_o = \Delta_o - \beta C \Delta_o$$

que se puede escribir

$$\delta_i = \delta_{oi} - \beta D_i \quad ; \quad i, j = 1, 2, \dots, n$$

siendo δ_i , δ_{oi} y D_i las componentes de los vectores

$$\Delta, \Delta_o \text{ y } C \Delta_o$$

Efectuando la suma de cuadrados :

$$\sum_{j=1}^n \delta_j^2 = \sum_{j=1}^n (\delta_{oj} - \beta D_j)^2$$

Que es mínima cuando

$$\beta = \frac{\sum D_i \delta_{oi}}{\sum D_i^2}$$

Si $F_{\lambda j}$ es el desplazamiento producido en el punto i por una carga unitaria en j , el conjunto de las $F_{\lambda j}$ formará la matriz de flexibilidades F_s

Si K_{ij} representa las fuerzas en el punto i debidas a un desplazamiento unitario en el punto j cuando son nulos los desplazamientos en los otros puntos, las K_{ij} forman la matriz de rigideces. K_E

IV) RETICULAS DE CIMENTACION

Las cimentaciones a base de retículas, por tratarse de una estructura con cargas normales a su plano, presentan un grado de complejidad muy elevado, que hace que su solución por métodos "manuales" represente un esfuerzo muy grande en la mayoría de los casos.

Aquí se darán las ideas generales de solución de este problema, que no difieren, en esencia, de las planteadas para el caso de zapatas corridas.

a) Equilibrar la estructura (Por ejemplo mediante el uso de lastres) de tal manera que la resultante de las cargas pase por el centroide de la retícula de la cimentación.

b) Proponer, como primera aproximación, una reacción uniformemente distribuida q

c) Obtener los elementos mecánicos producidos por esta condición de carga, como techo invertido, y las reacciones Q en los nudos, supuestos indesplazables.

d) Aplicar en los nudos de la estructura el sistema de cargas $P-Q$, que estará en equilibrio.

e) Obtener el equilibrio de cortantes en los nudos mediante desplazamientos dados a la estructura.

En la figura 4 se resuelve un ejemplo muy simple extraído de los apuntes de "Diseño Estructural" de la Facultad de Ingeniería. Se tomó este ejemplo ya que permite una gran simplificación debido a la simetría, sin reducir la apreciación del método. El ejemplo consiste en la solución del problema a partir de las cargas $P-Q$ ya que toda la parte anterior no reviste problema alguno.

Este es el método más usual en el estudio de retículas de cimentación, sin embargo no permite manejar la interacción suelo-estructura.

Los procedimientos generalmente utilizados para el análisis de cimentaciones tiene una lógica tendencia a simplificar los cálculos necesarios para obtener una solución "adecuada" al problema. Por regla general, en el mejor de los casos, se proponen ciertos hundimientos diferenciales, consecuencia de un estudio de mecánica de suelos, y estos hundimientos se aplican a la estructura para el proporcionamiento de sus elementos sin tomar en cuenta la rigidez de ésta. La realidad puede llegar a ser muy diferente ya que al presentarse los hundimientos diferenciales no es cierto que la estructura mantenga el mismo estado de cargas contra la cimentación y, por consecuencia, ésta contra el terreno; es decir, se presenta una redistribución de fuerzas que puede no parecerse mucho a la supuesta en el estudio de mecánica de suelos. Si la cimentación, considerando un caso extremo hipotético, fuera "perfectamente rígida", no habría hundimientos diferenciales; todos serían desplazamientos de conjunto obligando a la estructura a moverse como un cuerpo rígido, siempre bajo la suposición de que la resultante de cargas pasa por el centroide de la cimentación. En caso de que esto último no se cumpliera se presentarían efectos secundarios en la estructura debidos a su inclinación, pero, seguramente de poca importancia. Por el contrario, si la cimentación es "perfectamente flexible" los movimientos anteriores se verían incrementados por los hundimientos diferenciales calculados según la mecánica de suelos, suponiendo el área cargada sin ningún elemento rigidizante.

La realidad está comprendida entre ambos casos extremos, -- por lo que es conveniente recomendar algún método que si bien no resuelve totalmente el problema, da una aproximación al compor

tamiento del conjunto sin incrementar el trabajo del proyectista.

En la referencia 3 se propone un método con las siguientes limitaciones :

a) La cimentación es rectangular y consta o se puede dividir en una red ortogonal de trabes.

b) La retícula se apoya sobre una losa que transmite las cargas al suelo y cuya rigidez se puede asociar a la de las trabes.

c) No se considera rigidez a torsión ni efecto de fuerza cortante.

d) Las trabes paralelas entre sí tienen igual longitud y rigidez.

La interacción del estudio es proporcionar las tablas necesarias para el cálculo de los asentamientos y presiones de contacto entre cimentación y suelos para, con estos valores, obtener los elementos mecánicos en la estructura. Puesto que el método está descrito ampliamente en dicha publicación, no es necesario exponerlo aquí, por lo que se harán, nadamás, algunos comentarios sobre sus bases.

Se propone un método simple para obtener el módulo de elasticidad equivalente de un medio elástico lin al con respecto al suelo, conocidos en éste los desplazamientos diferenciales. Esto es necesario hacerlo ya que el cálculo se basa en la suposición de comportamiento elástico lineal del medio.

Aparentemente hay alguna arbitrariedad en la elección del coeficiente $I\rho$ para la obtención de la rigidez del suelo, sin embargo es un valor que ajusta satisfactoriamente con las características generales de las cimentaciones, se puede decir que es justificable experimentalmente.

La proposición para incluir la rigidez de la superestructura en la de la cimentación parece que podría mejorarse si se sustituyera la condición de cantiliver por una que tuviera en cuenta el efecto de las columnas que sin duda, harían más significativo su efecto. Esto se podría tomar en cuenta, por separado, en cada problema particular, dependiendo de las propiedades mecánicas de trabes y columnas.

El no considerar rigidez torsionante incluida en la rigidez de la cimentación, sin duda ocasiona el caer dentro de la seguridad, sin embargo, en este tipo de cimentaciones, suele ser de un valor del mismo orden que el de la rigidez flexionante al considerar que existe, también por regla general una losa superior. Este efecto se ve compensado, en pequeña parte, por la no consideración de efectos de cortante.

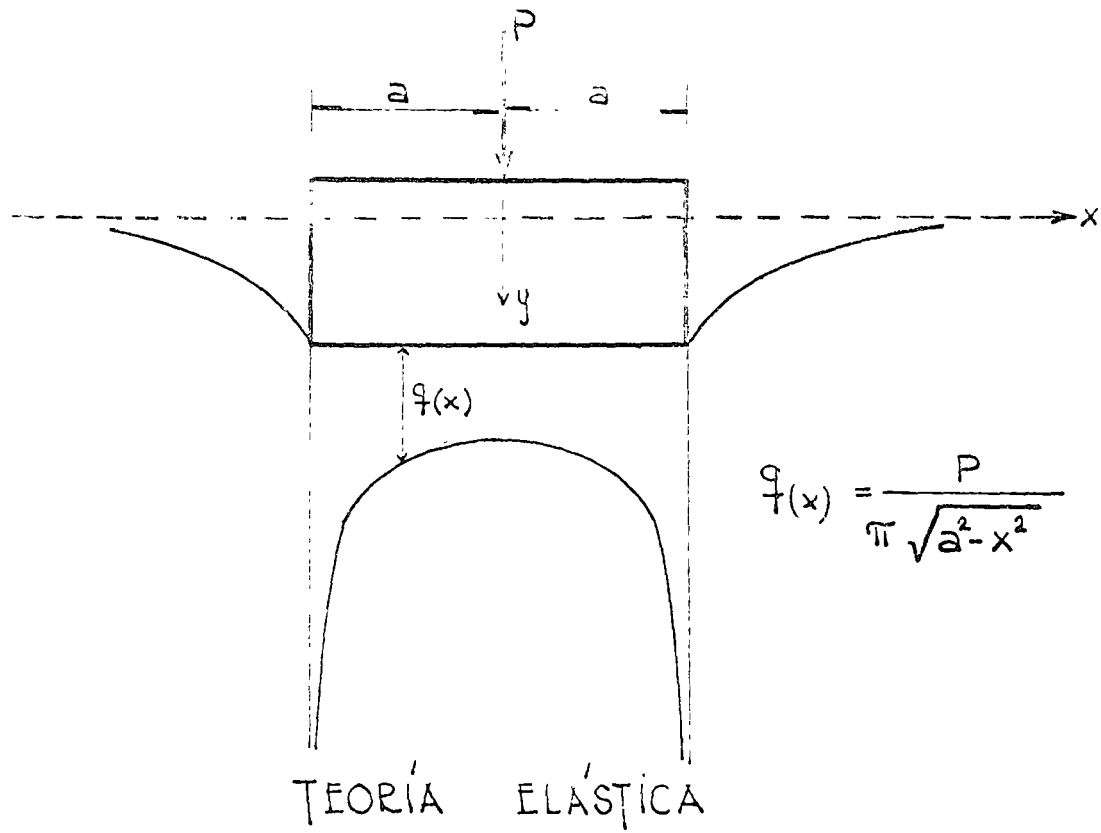
En términos generales se puede decir que el método proporciona un buen avance en la obtención del comportamiento suelo-estructura, ya que toma en cuenta una buena parte de las variables más importantes arrojando, además, resultados que caen dentro de la seguridad, es decir, que se puede utilizar sin temor a que las incertidumbres que pueda contener se manifiesten en perjuicio de la estructura.

La posibilidad de utilizarlo en sentido inverso, es decir, obtener una cimentación tal que los hundimientos diferenciales no rebasen cierta magnitud prefijada, permite reducir las posibilidades de alternativas en la proposición de cimentaciones.

En la publicación se resuelve un ejemplo que por sí solo, aclara perfectamente las ideas de funcionamiento del método y aplicación de tablas.

REFERENCIAS

- 1.- T. W. Lamble y R. V. Whitman. "Mecánica de Suelos".
- 2.- K. Terzaghi y R. B. Peck. "Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica".
- 3.- A. Flores y L. Esteva. "Análisis y Diseño de Cimentaciones - Sobre Terreno Compresible".
- 4.- S. Timoshenko y J. N. Goodier. "Theory of Elasticity".



$$q(x) = \frac{P}{\pi \sqrt{a^2 - x^2}}$$

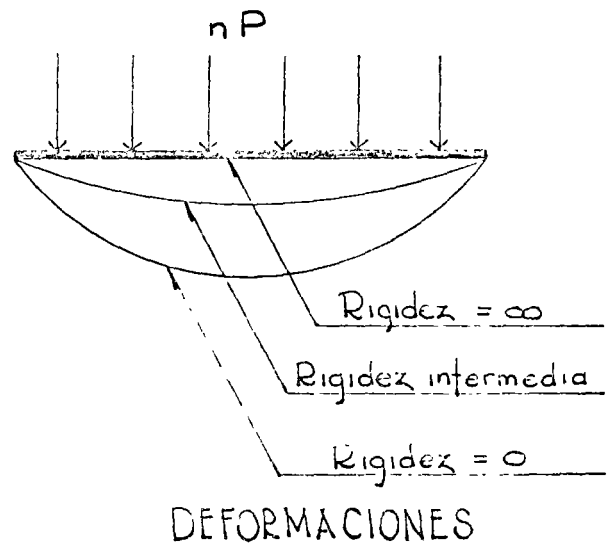
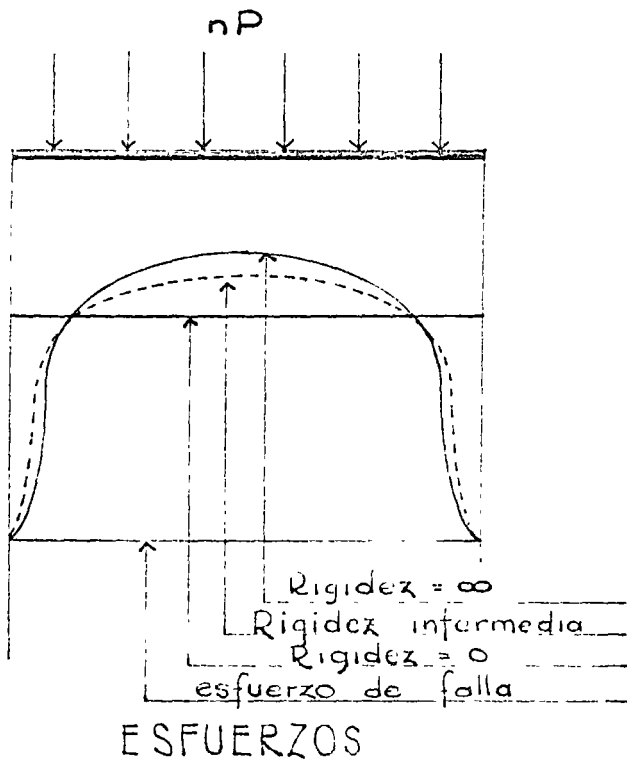
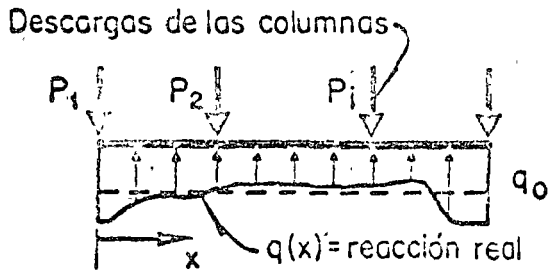


Fig 1

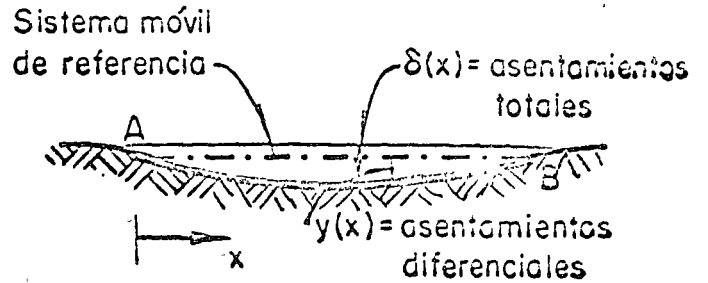
FUERZAS

DEFORMACIONES



q_0 = reacción uniforme, usualmente supuesta en diseño

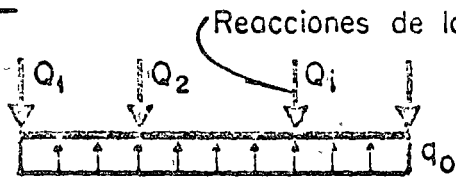
(a)



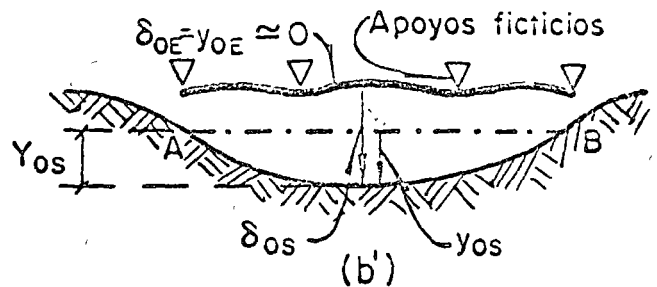
(a')

Estado real de la cimentación

Componentes del estado real de cargas y deformaciones

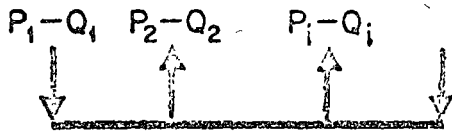


(b)

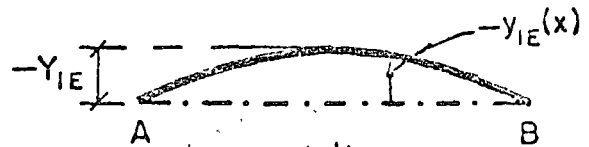


(b')

Distribución uniforme de la reacción, sobre sub-estructura apoyada en puntos fijos

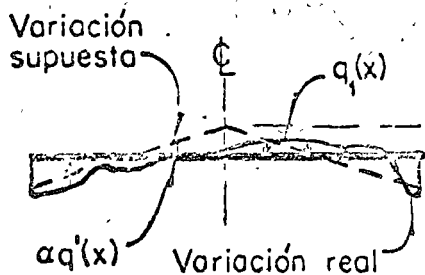


(c)

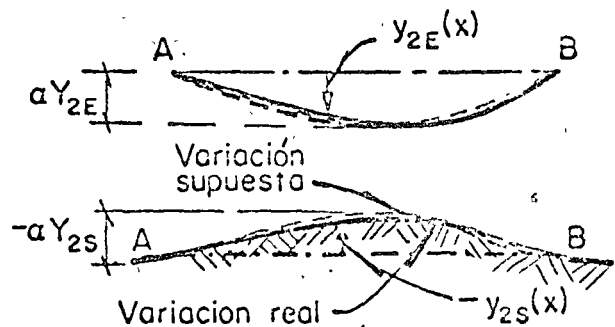


(c')

Supresión de los apoyos ficticios de la estructura. El suelo no está sujeto a cargas o deformaciones debidas a esta etapa



(d)



(d')

Correcciones a la distribución de la reacción

Fig 2 Método de Baker

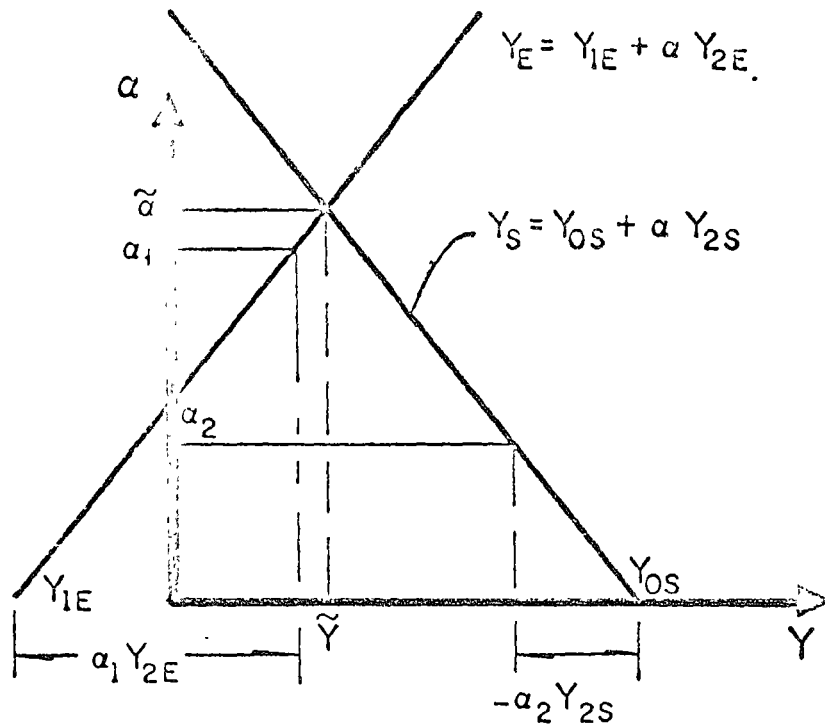


Fig 2 Método de Baker. Determinación del factor de redistribución de la reacción

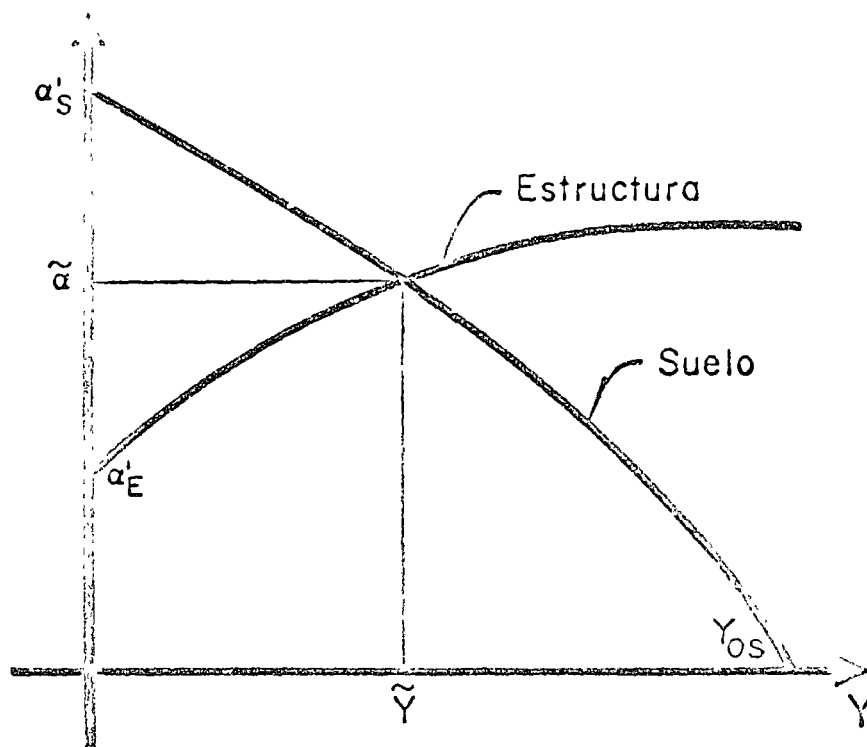
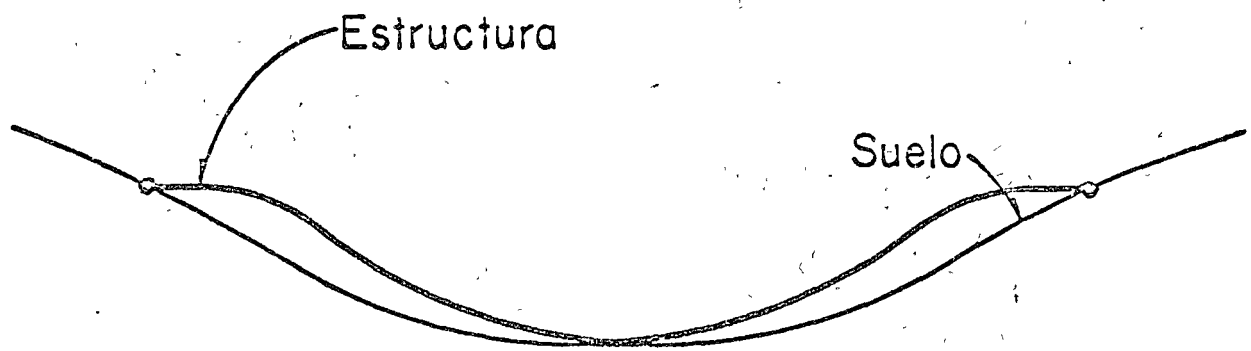
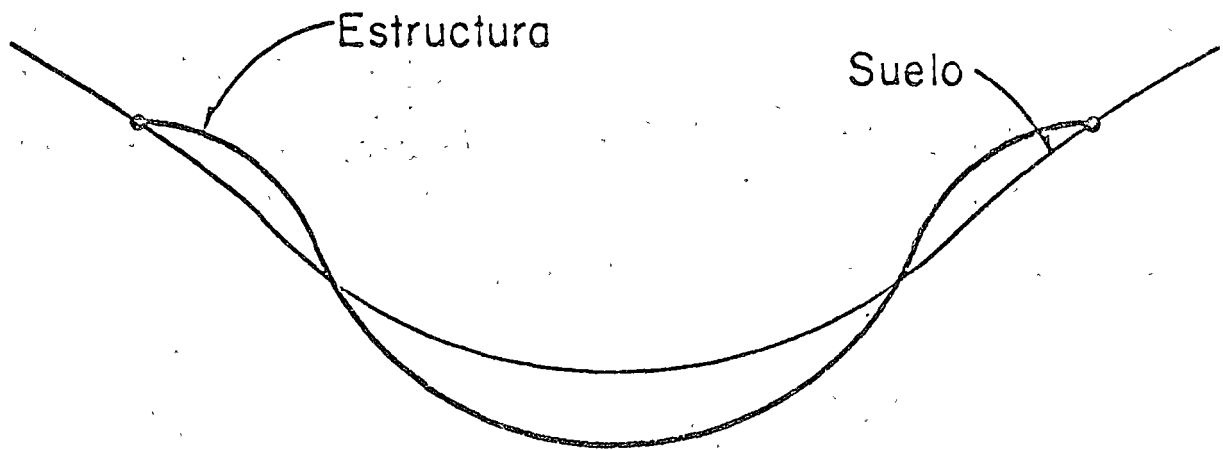


Fig 2. Modificación del método de Baker para aplicarlo a sistemas no lineales



a) Igualdad de desplazamientos diferenciales máximos

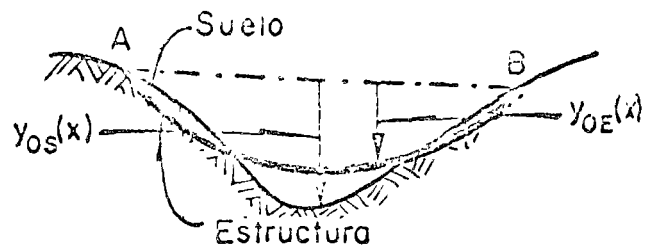
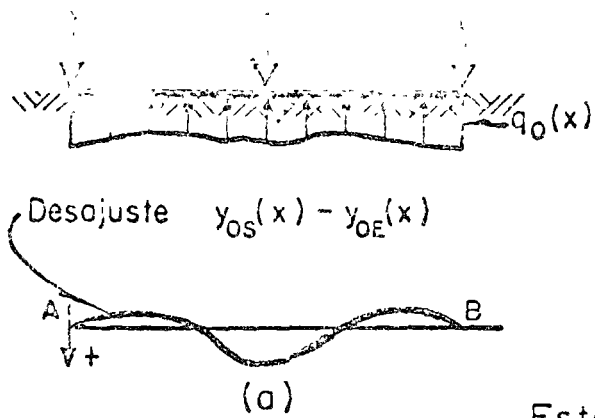


b) Igualdad de desplazamientos diferenciales medios

Fig 2 Método de Baker, criterios para la determinación de α

FUERZAS

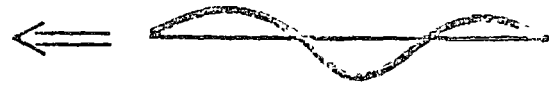
DEFORMACIONES



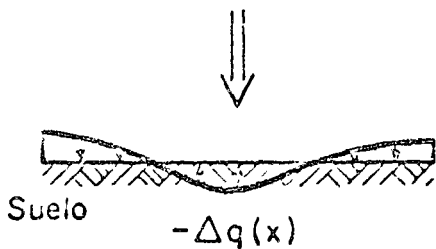
Estado inicial



$$\Delta q(x) = \beta K_E [y_{OS}(x) - y_{OE}(x)]$$

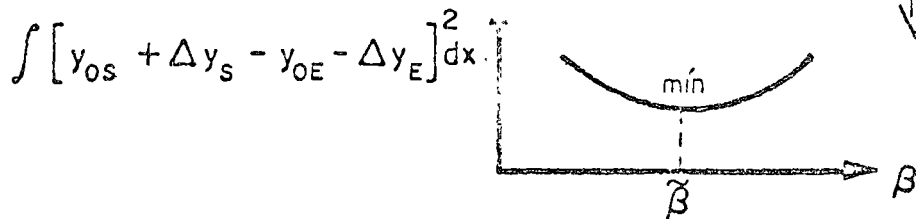


$$\Delta y_E(x) = \beta [y_{OS}(x) - y_{OE}(x)]$$

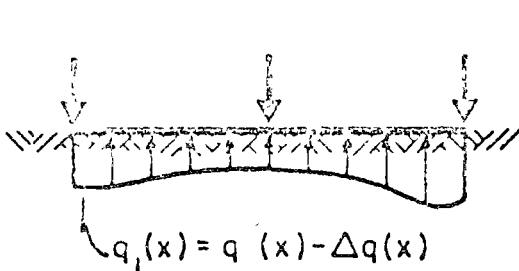


$$\Delta y_S(x) = -F_S \Delta q(x) = -F_S \beta K_E [y_{OS}(x) - y_{OE}(x)]$$

b) Configuraciones correctivas; β es coeficiente indeterminado



c) Determinación de β

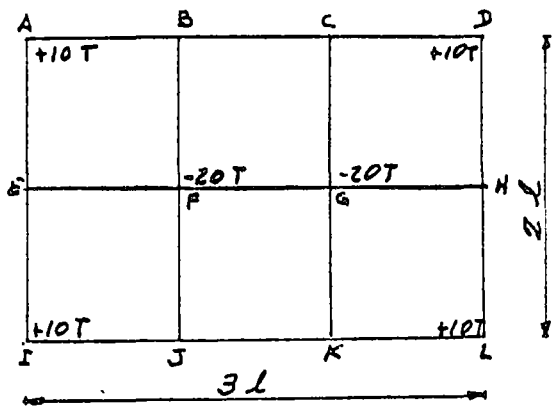


$$y_{IE}(x) = y_{OE}(x) + \Delta y_E(x)$$

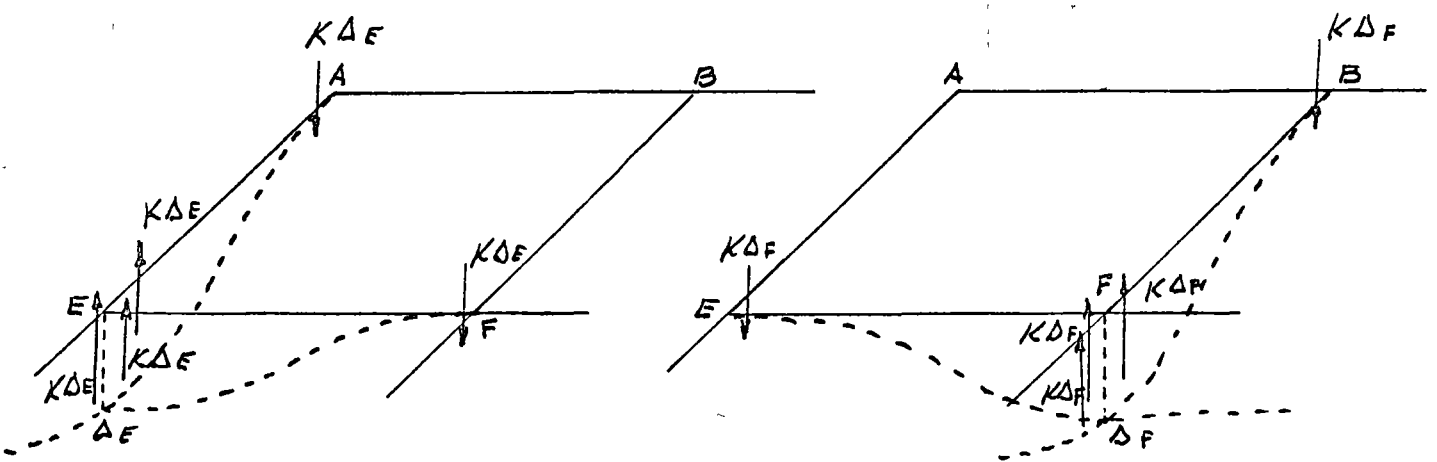
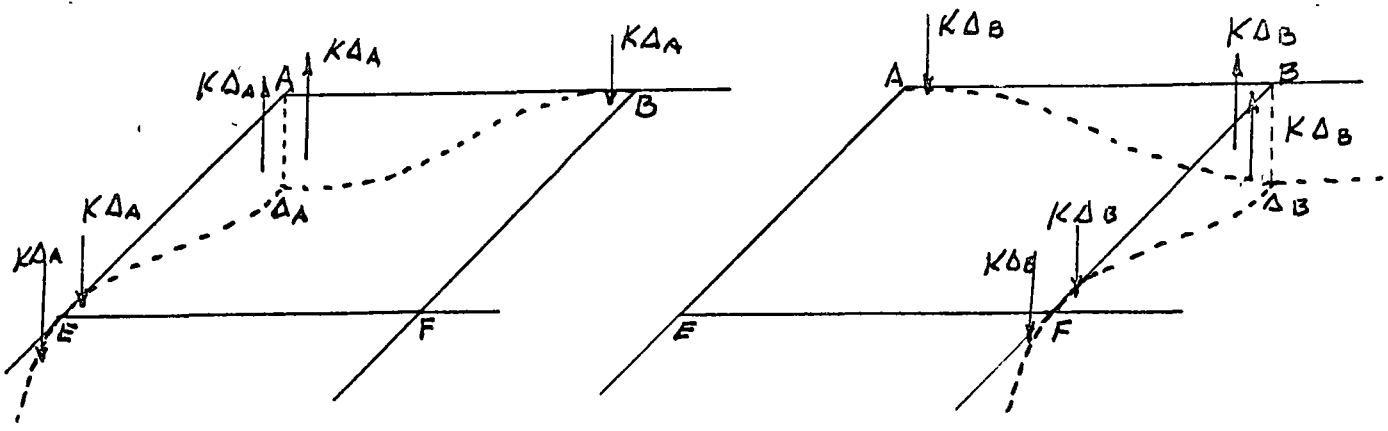
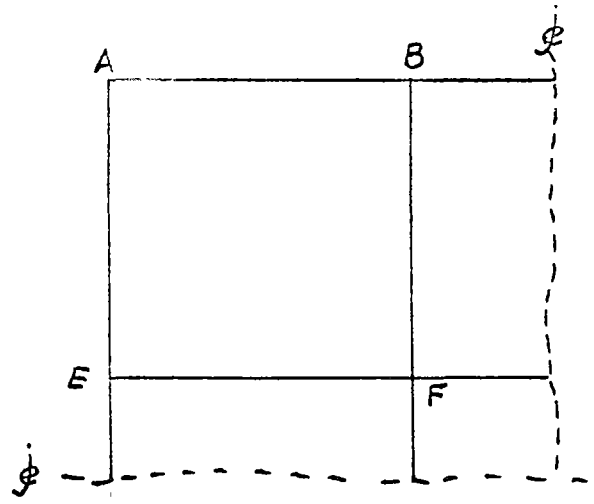


d) Estado final

Fig 3 Método de ajustes sucesivos



PLANTA



$$\left. \begin{aligned}
 2K\Delta_A - K\Delta_B - K\Delta_F &= 10 \\
 -K\Delta_A + 2K\Delta_B - K\Delta_F &= 0 \\
 -2K\Delta_A + 3K\Delta_F - K\Delta_F &= 0 \\
 -K\Delta_F - 2K\Delta_B + 3K\Delta_F &= -20
 \end{aligned} \right\} \therefore \left\{ \begin{aligned}
 2\Delta_A - \Delta_B - \Delta_F &= 10/K \\
 -\Delta_A + 2\Delta_B - \Delta_F &= 0 \\
 -2\Delta_A + 3\Delta_F - \Delta_F &= 0 \\
 -\Delta_F - 2\Delta_B + 3\Delta_F &= -20/K
 \end{aligned} \right\} K = \frac{12EI}{l^3}$$

Fig 4



DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE PROYECTO Y CONSTRUCCION DE
CIMENTACIONES SUPERFICIALES (DEL 25 DE AGOSTO AL 24 DE SEPTIEM
BRE DE 1975)

NOMBRE Y DIRECCION

EMPRESA Y DIRECCION

1. ING. ANTONIO ALVAREZ PEREZ
Pulacayo No. 16
Col. Lindavista
Gustavo A. Madero
México 14, D. F.
Tel: 5-86-06-79

2. ING. ENEREO AVILA AVILES
Lomas Quebradas No. 87
San Jerónimo Lidice
México 20, D. F.
Tel: 5-95-13-73

CROMATOS DE MEXICO
Francisco I. Madero No. 30
Lechería Edo. de México
Tel: 5-65-20-89

3. ING. MANUEL BARRIENTOS VELAZQUEZ
Real del Monte No. 221
Col. Industrial
México 14, D. F.
Tel: 5-17-13-22

PETROLEOS MEXICANOS
Av. Marina Nacional No. 329
México, D. F.
Tel: 5-45-74-60 Ext. 3018

4. ING. RAMON CAMPOS CAMPOS
Coral 58-B
Col. Estrella
México 14, D. F.

INMOBILIARIA C Y C. S. A.
Calzada de Guadalupe No. 448
Col. Industrial
México 14, D. F.
Tel: 5-37-74-16

5. ING. EDUARDO CANO LOPEZ
Coahuila 200-104
Col. Roma Sur
México 7, D. F.
Tel: 5-64-10-45

COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
Ródano No. 14-5o. Piso
Col. Cuauhtémoc
México, D. F.
Tel: 5-53-71-33 Ext. 2138

6. SR. ENRIQUE J. COGORDAN COLO
Naranja 103
Col. Sta. Ma. La Ribera
México 4, D. F.
Tel: 5-47-67-58

CONSTRUCTORA DE SILVA RIOSECO
Blvd. Adolfo López Mateos No. 449
San Angel
México 20, D. F.
Tel: 5-48-10-88

7. ING. JOSE V. CONTLA MONTAÑO
División del Norte Andador 32
No. 5-2
Villa Coapa
México 22, D. F.

COMITE ADMINISTRADOR DEL PROGRAMA
FEDERAL DE CONSTRUCCION DE ESCUELAS
Fresnos 380
México 20, D. F.
Tel: 5-54-64-21

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE PROYECTO Y CONSTRUCCION DE
CIMENTACIONES SUPERFICIALES (DEL 25 DE AGOSTO AL 24 DE SEPTIEM
BRE DE 1975)

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
8. ING. PEDRO FLORES LARA Retorno de Moctezuma No. 58 Izcali Netzahualcoyotl Edo. de México	PETROLEOS MEXICANOS Av. Marina Nacional No. 329 México 17, D. F. Tel: 45-74-60
9. ING. JOEL E. FUENTES CALDERON P. España No. 57 Lomas Verdes Edo. de México	PETROLEOS MEXICANOS Av. Marina Nacional No. 329 México, D. F.
10. ING. ARQ. CARLOS FUENTES M. Cerro San Andrés No. 349 Col. Campestre Churubusco México 21, D. F. Tel: 5-49-04-54	PETROLEOS MEXICANOS Av. Marina Nacional No. 329 México 17, D. F. Tel: 5-31-63-20
11. ING. GUSTAVO GALLEGOS MALDONADO U. Tlatilco Edif. 20 "S" Col. Nueva Sta. María México 16, D. F. Tel: 5-56-45-78	CROMATOS DE MEXICO Francisco I. Madero No.30 Lecherfa Edo. de México Tel: 5-65-20-89
12. ING. RUBEN O. GALLEGOS PEREZ Orozco y Berra No. 18-2 Col. Guerrero México 3, D. F. Tel: 5-66-30-63	SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS INGENIERIA EXPERIMENTAL Sierra Gorda No. 23 Tecamachaico México, D. F. Tel: 5-20-91-88
13. ING. JUAN GAUTIER Sur 73-A No. 133 Col. Prado México 13, D. F. Tel: 5-81-05-84	
14. SR. HECTOR GURRIA CORONA Retorno 45 No. 22 Col. Avante México 21, D. F. Tel: 5-49-45-14	SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS Av. Xola y Universidad México 12, D. F. Tel: 5-19-88-57

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE PROYECTO Y CONSTRUCCION DE
CIMENTACIONES SUPERFICIALES (DEL 25 DE AGOSTO AL 24 DE SEPTIEM
BRE DE 1975)

NOMBRE Y DIRECCION

EMPRESA Y DIRECCION

- | | |
|---|---|
| 15. ING. DAGOBERTO HERNANDEZ PINZON
Manuel López Cotilla 1015 Bajos
Col. del Valle
México 12, D. F.
Tel: 5-59-39-72 | INGENIERIA Y ARQUITECTURA ESPECIALI-
ZADA, S. A.
Baja California 284-702
Col. Condesa
México 11, D. F.
Tel: 5-74-65-44 |
| 16. ING. ISAAC HIMELFARB
Montes de Oca 100-101
Col. Condesa
México 11, D. F.
Tel: 5-53-26-71 | |
| 17. ING. JUAN A. LAINE DESORMES
Sierra Paracaimo 1365
Lomas de Chapultepec
México 10, D. F.
Tel: 5-96-01-74 | CONSTRUCTORA TIEMPO, S. A.
Melchor Ocampo No. 96
Col. San Rafael
México 4, D. F.
Tel: 5-46-50-20 |
| 18. ING. CANDIDO NICOLAS LOPEZ
Tokio 711-2
Col. Portales
México 13, D. F.
Tel: 5-32-62-87 | SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS
Xola y Av. Universidad
México 13, D. F.
Tel: 5-19-27-70 |
| 19. ING. MARIO LOPEZ CORREA
Av. Andsa No. 48
Nueva Ixtacala
Tlalnepantla, Edo. de México
Tel: 3-92-18-13 | COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
Apdo. Postal No. 50
Tula, Hgo. |
| 20. ING. JESUS R. LUNA ACEVEDO
Rio Atoyac No. 89 Depto. 10
Col. Cuauhtémoc
México 5, D. F.
Tel: 5-53-19-76 | |
| 21. ING. JOSE L. MARTINEZ VELASCO
Chilpancingo No. 116
Col. Roma Sur
México 7, D. F.
Tel: 5-84-30-50 | FONDO DE LA VIVIENDA I.S.S.S.T.E.
Balderas No. 58
México 1, D. F.
Tel: 5-85-56-88 Ext. 166 |

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE PROYECTO Y CONSTRUCCION DE
CIMENTACIONES SUPERFICIALES (DEL 25 DE AGOSTO AL 24 DE SEPTIEM
BRE DE 1975)

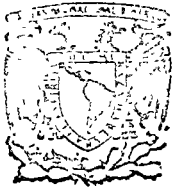
<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
22. ING. ROBERTO M. MOSQUEDA MATA Agrupación 26 Edificio 2 Departamento 22 Unidad Vicente Guerrero México 13, D. F.	CONTROL Y TECNOLOGIA, S. A. Boulevard Adolfo López Mateos 92-C San Angel México 19, D. F. Tel: 5-93-58-49
23. ING. MARTIN MUCIÑO ORTEGA Insurgentes Sur 4411 Edif.12-304 Tlalpan México 22, D. F. Tel: 5-73-43-36	COMITE ADMINISTRADOR DEL PROGRAMA FEDERAL DE CONSTRUCCION DE ESCUELAS Fresnos No. 380 Col. Florida México 20, D. F. Tel: 5-54-64-21
24. ING. CARLOS MUÑOZ ESQUIVEL Andador 50 del Temoluco 7-3 Acueducto de Guadalupe México, D. F.	CONSTRUCTORA ALO, S. A. Campeche 315-6o. Piso Col. Condesa México 11, D. F.
25. ING. JOSE NACIF SARQUIS Amores 1437-6o. Piso Col. del Valle México 12, D. F. Tel: 5-75-28-18	CONSTRUCTORA NAC, S. A. Av. Coyoacán 1116-P.B. Col. del Valle México 12, D. F. Tel: 5-75-88-36
26. ING. PEDRO PRECIADO MORALES Cefeo 122-11 Col. Prado Churubusco México 13, D. F. Tel: 5-81-09-31	SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS Xola y Av. Universidad México 12, D. F. Tel: 5-19-76-60
27. ING. GUILLERMO PEREZ SERRANO Av. Patria No. 194-6 Angel Zimbrón México 16, D. F. Tel: 3-99-28-20	PETROLEOS MEXICANOS Av. Marina Nacional No. 329 México 17, D. F. Tel: 5-45-74-60

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE PROYECTO Y CONSTRUCCION DE
CIMENTACIONES SUPERFICIALES (DEL 25 DE AGOSTO AL 24 DE SEPTIEM
BRE DE 1975)

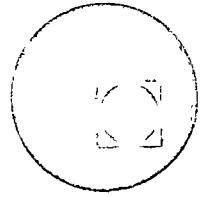
<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
28. ING. JOSE CARLOS QUEROL SUÑE Angel Urraza 1524 Col. Vertiz Narvarte México 13, D. F. Tel: 5-75-42-69	SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS Xola y Av. Universidad México 12, D. F. Tel: 5-19-76-60
29. ING. CARLOS RAMIREZ FUENTES M. Doblado No. 20 Valle de Guanajuato, Gto. Tel: 3-04	
30. ING. JOSE F. REYES PEREZ Plutarco E. Calles 1276 Departamento 304 Col. Marte México 13, D. F. Tel: 5-90-84-16	SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS INGENIERIA EXPERIMENTAL Sierra Gorda No. 23 Lomas de Chapultepec México 10, D. F. Tel: 5-40-09-43
31. SR. ROGELIO REYES PULIDO Insurgentes No. 105 Ixmiquilpan, Hgo.	PATRIMONIO INDIGENA DEL VALLE DEL MEXQUITAL Domicilio Conocido Ixmiquilpan, Hgo.
32. ING. RUBEN B. REYES REYES Transual No. 9 Ampl. Simón Bolívar México 9, D. F. Tel: 5-22-42-02	SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS Xola y Av. Universidad México 12, D. F. Tel: 5-19-13-46
33. ING. FERNANDO A. RIVERA GALVAN Prolongación Heroes No. 122 San Simón Tolnahuac México 3, D. F. Tel: 5-83-38-62	SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS Xola y Av. Universidad México 12, D. F. Tel: 5-19-27-70
34. ING. JUAN J. SANCHEZ ESPINOSA Av. Necaxa 205-5 Col. Portales México 13, D. F. Tel: 6-72-20-29	COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD Ródano No. 14-5o. Piso Col. Cuauhtémoc México 5, D. F. Tel: 5-53-71-33 Ext. 2642

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE PROYECTO Y CONSTRUCCION DE
CIMENTACIONES SUPERFICIALES (DEL 25 DE AGOSTO AL 24 DE SEPTIEM
BRE DE 1975)

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
35. SR. MANUEL SANTANDREU HERNANDEZ Campeche No. 331 Col. Roma México 7, D. F. Tel: 5-14-27-73	PROGRAMACION Y CONTROL DE OBRAS Insurgentes Sur 1824-8 Col. Florida México, D. F. Tel: 5-24-95-57
36. ING. CARLOS STAVOLI FONSECA Cerro Malinali No. 23 Col. Campestre Churubusco México 21, D. F. Tel: 5-44-24-27	COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD Ródano No. 14 Col. Cuauhtémoc México 5, D. F. Tel: 5- 53-71-33 Ext. 2052
37. ING. ANGEL TREJO MOEDANO Allende Nte. No. 81 Querétaro, Qro.	ESCUELA DE INGENIERIA DE LA UNIVERSI- DAD AUTONOMA DE QUERETARO Centro Universitario Querétaro, Qro.
38. ING. MIGUEL VILLALVAZO BAEZ Planta Xia 21 Electra Tlalnepantla Edo. de México Tel: 3-97-14-48	COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD Ródano No. 14-507 Col. Cuauhtémoc México 5, D. F. Tel: 5-53-71-33
39. ROBERTO F. ZALETA ROCHA Campeche No. 331 Col. Roma México 7, D. F.	PROGRAMACION Y CONTROL DE OBRAS Insurgentes Sur 1824-8 Col. Florida México, D. F. Tel: 5-24-95-57
40. ING. ANTONIO ZUÑIGA AYALA Félix Cuevas No. 904-601 Col. del Valle México 12, D. F.	ICATEC, S. A. González de Cosío No. 24 Col. del Valle México 12, D. F.



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



DIRECTORIO DE PROFESORES DEL CURSO PROYECTO Y CONSTRUCCION
DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES

ING. ENRIQUE TAMEZ GONZALEZ
VICE PRESIDENTE DEL GRUPO ICA
MINERIA 145 EDIF. D=2°PISO
MEXICO 18, D.F.

ING. JUAN JACOBO SCHMITTER
INGENIERO CONSULTOR ICA
MINERIA 145 EDIF. 2 ENTRADA C P.B.
MEXICO 18, D.F.

ING. LUIS BERNARDO RODRIGUEZ GONZALEZ
JEFE DEL DEPTO. DE MECANICA DE SUELOS
ESIME
GRUPO ICA
MINERIA 145 EDIF. 4 P.B.
MEXICO 18, D.F.

ING. ALFONSO RICO RODRIGUEZ
JEFE DEL DEPTO. DE GEOTECNIA
XOLA Y AVE. UNIVERSIDAD 1°PISO
S. O. P.

ING. GUILLERMO SPRINGALL CARAM
DIRECTOR
GEOTEC, S.A.
Londres 44
Coyoacán

ING. FERNANDO RAMIRO LALANA
SUPERINTENDENTE DE INGENIERIA Y PLANEACION
LAGUNA VERDE, GRUPO ICA
V. MIGUEL ALEMAN 184
MEXICO , D.F.

ING. LUIS AYESTERAN RUIZ
SUPERINTENDENTE DE CONCROL DE CALIDAD
LAGUNA VERDE GRUPO ICA
V. MIGUEL ALEMAN 184
MEXICO D.F.

