

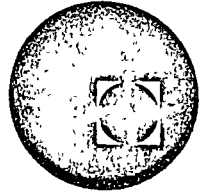
DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES SOMERAS  
2° GRUPO

Fecha	Tema	Tema	Profesor
Feb. 21	Tema I	Tipos de cimentación y sus aplicaciones	Ing. Enrique Tamez G.
Feb. 21 y 26	Tema II	Conceptos fundamentales de Mecánica de Suelos y de Rocas	Ing. Alfonso Rico
Feb. 28 Mzo. 5 y 7	Tema III	Métodos para estimar la capacidad de carga de cimientos someros	Ing. Juan J. Schmitter
Mzo. 12, 14 y 16	Tema IV	Asentamiento de cimentaciones someras	Ing. Guillermo Springall
Mzo. 26 y 28	Tema V	Construcción	Ing. José Tinajero
Abril 2 y 4	Tema VI	Diseño Estructural	Ing. Carlos Martínez





centro de educación continua  
facultad de ingeniería, unam



DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES SOMERAS

ING. ALFONSO RICO RODRIGUEZ

Febrero de 1974

CONCEPTOS FUNDAMENTALES DE MECANICA DE SUELOS Y  
DE ROCAS.

P R O G R A M A .

- 2.1 Identificación de suelos y rocas.
- 2.2 Propiedades mecánicas e hidráulicas de suelos y rocas.
- 2.3 Procedimientos de exploración geotécnica.
- 2.4 Ensayes de laboratorio.
- 2.5 Presentaciones de resultados de un estudio geotécnico.

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 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

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 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 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 terreno desalojado por el cajón fuera menor que el de la estructura y su cimen-tación, 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.

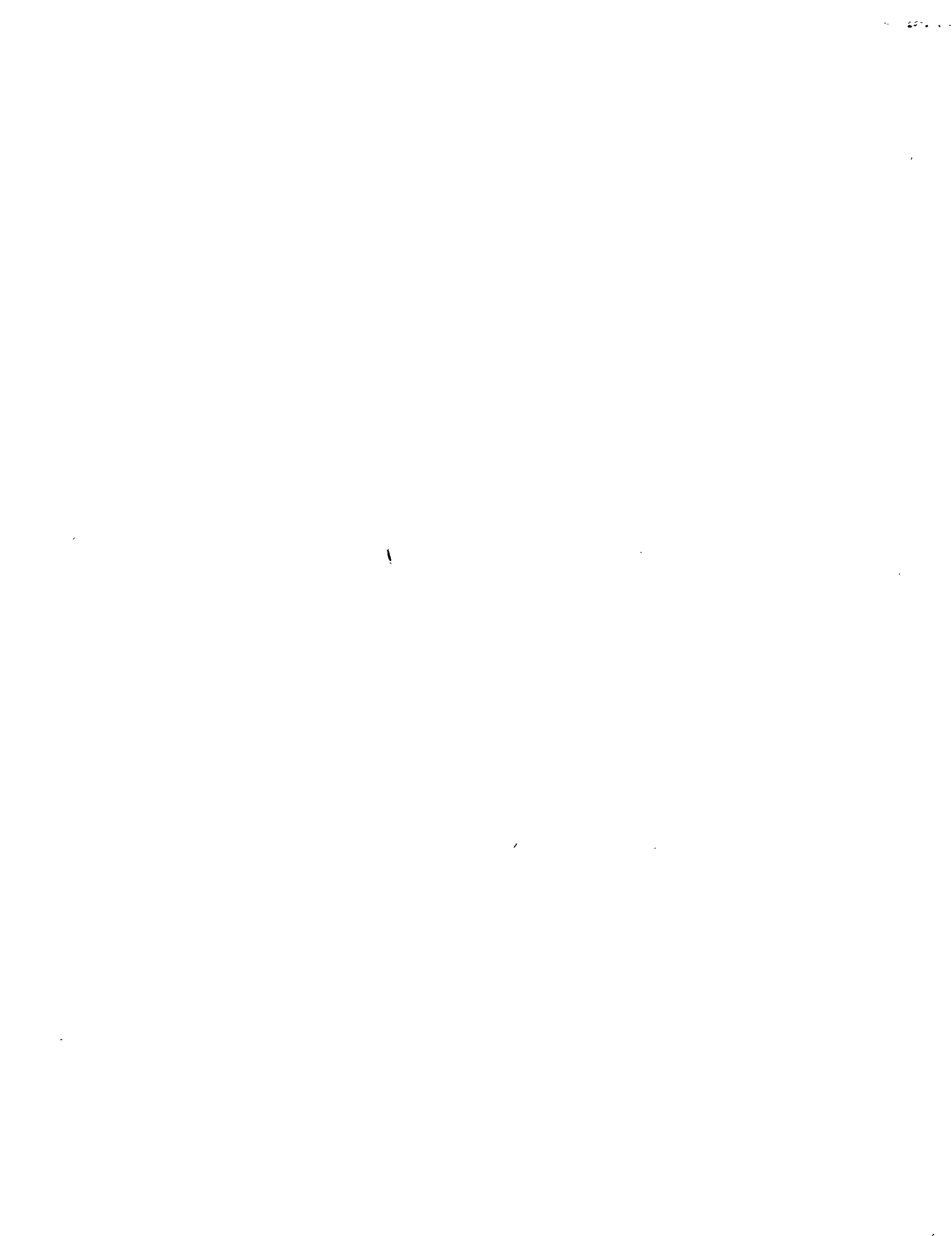
En resumen, puede decirse que para elegir el tipo más adecuado de cimentación y establecer sus dimensiones y profundidad de desplante, así como sus procedimientos de construcción, es necesario conocer la estatigraffa-



5)

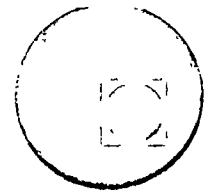
dél terreno en profundidad y extensión, la resistencia al corte, la compresibilidad y la permeabilidad de cada uno de los estratos, así como la posición del nivel freático y sus posibles variaciones estacionales. Esta información, obtenida a partir de muestras del terreno recuperadas en perforaciones 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.





centro de educación continua  
facultad de ingeniería, unam



DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES SOMERAS

Métodos para Estimar la Capacidad de  
Carga de Cimientos Someros .

Ing. Juan Jacobo Schmitter

Tacuba 5, primer piso. México 1, D.F.  
Teléfonos: 521-30-95 y 513-27-95

## 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 Cohesivo 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

./.

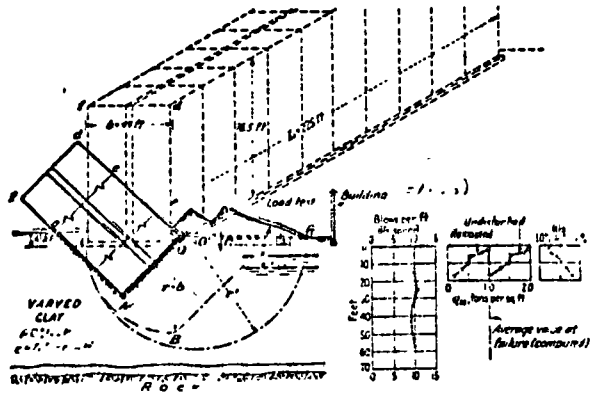


FIG. 9-24 Profile before and after failure of the silos shown in the photographs of Fig. 9-23. (After Lazars White, Ref 428, 1940.)

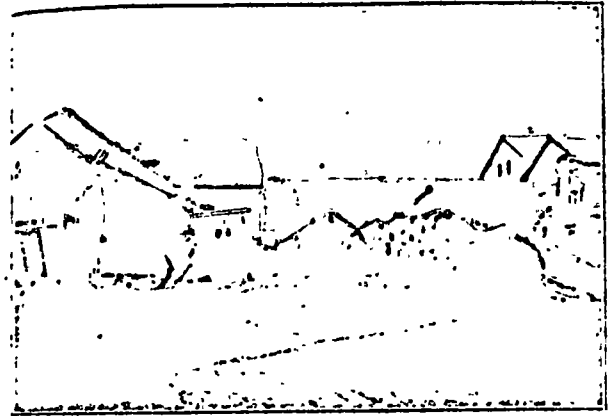


FIG 1 FALLA POR ROTURA DEL SUELO

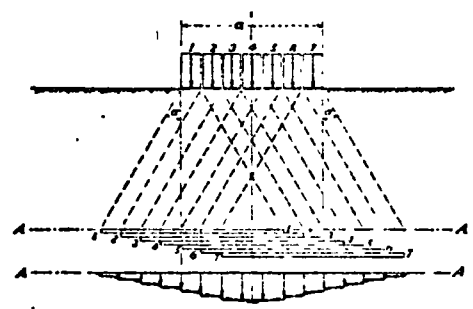


FIG 9-2 Simplified proof of the fact that vertical pressures transmitted to the soil by a surface load cannot be distributed uniformly on deeper lying horizontal planes. (After Koegler and Scherdig, Ref 201, 1928.)

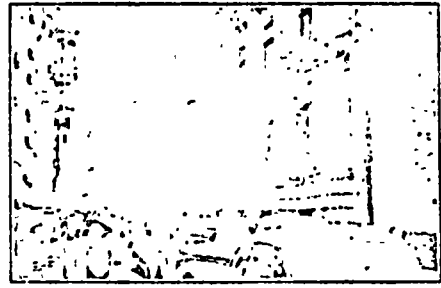


FIG 9-3. Cornice deflection of an old Mexico City masonry building shows that the center of its facade settled more than its ends. (Photo by Boris Ashurkov.)

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 me  
menor que  $q_a$  en suelos compresibles.

Los tres conceptos anteriores se acostumbran ex-  
presar en nuestro medio, en unidades de  $\text{ton}/\text{m}^2$ .

d. Profundidad de apoyo ( $D_f$ )

En la distancia más corta que existe entre la su-  
perficie del terreno y la porción más baja de la ci-  
mentación; 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.

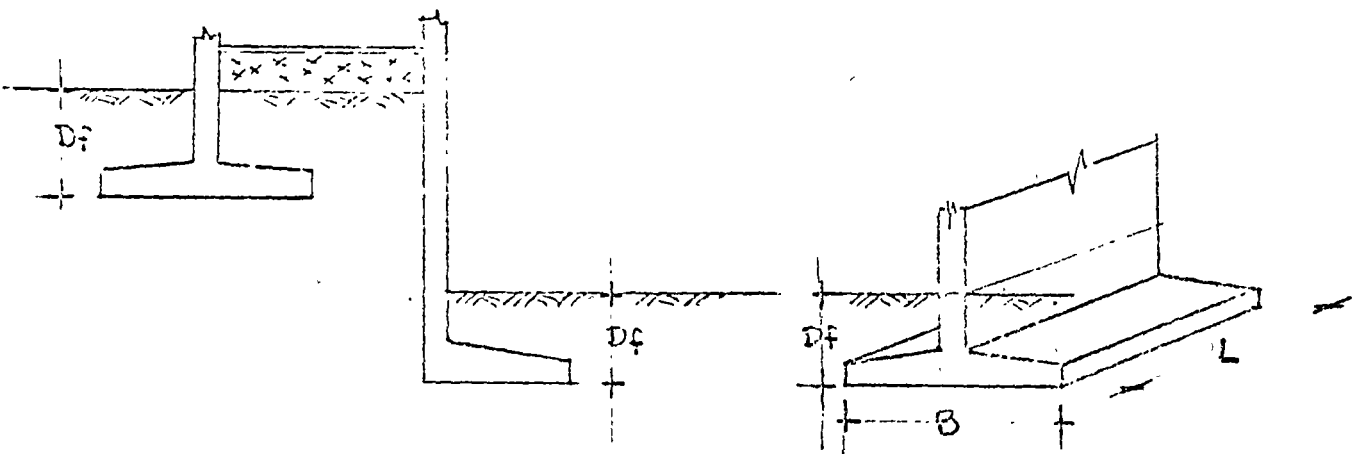


Fig.3 Conceptos, profundidad de apoyo, ancho y largo de una -  
cimentación.

./.



### 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 dificul-tad 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.

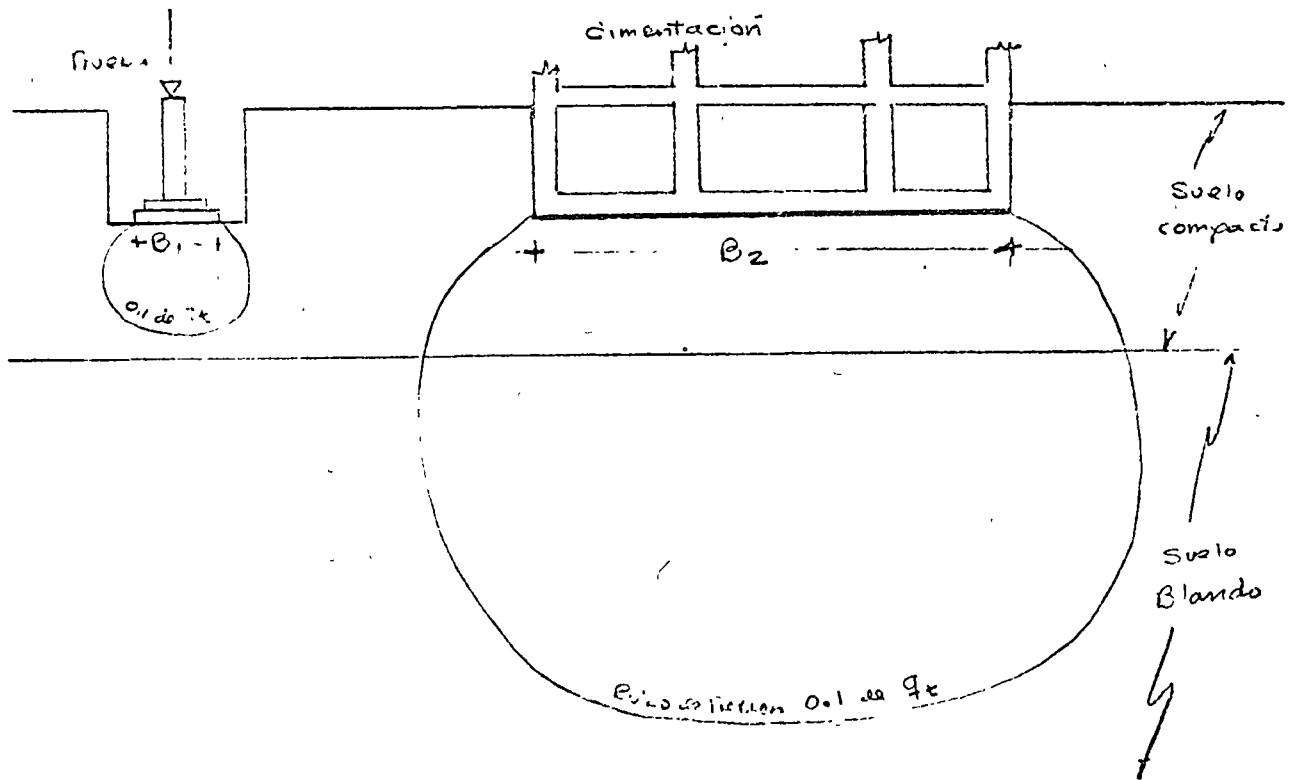


Fig.4 Pruebas de carga en que es incorrecta la conclusión sobre la capacidad de carga.

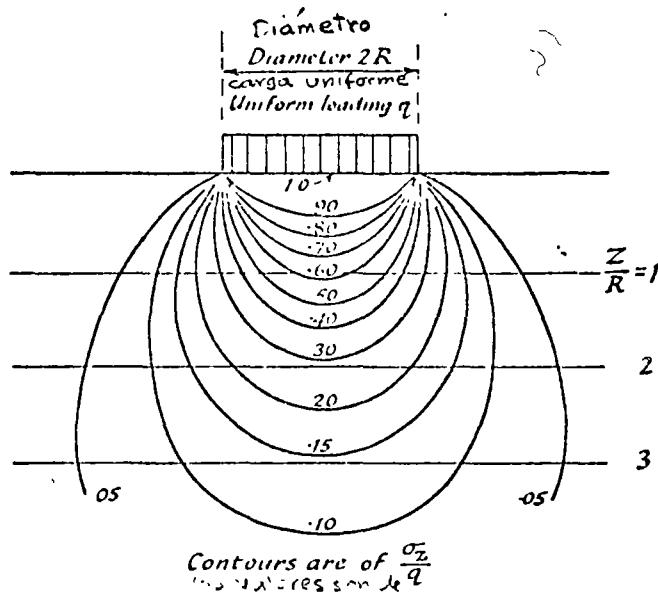


FIG. 54(a). Distribution of vertical stress  $\sigma_z$  below a uniformly loaded circular area.  
 Distribución de esfuerzos verticales  $\sigma_z$  bajo una área circular uniformemente cargada.

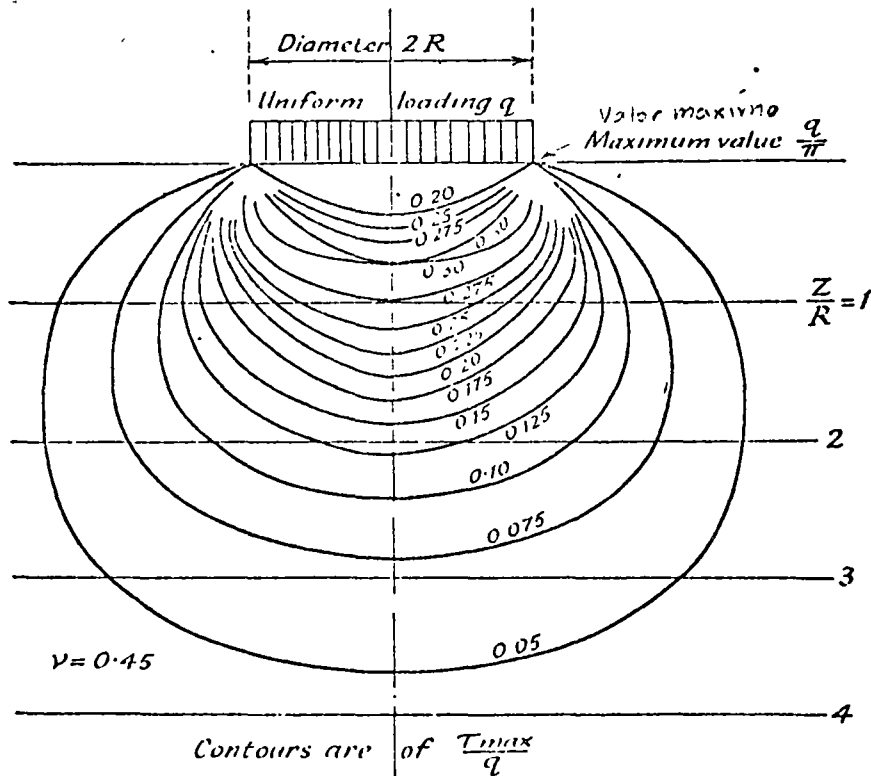


FIG. 54(b). Maximum shear stresses beneath a loaded circular footing.  
 Esfuerzos cortantes máximos bajo una Esquina circular cargada.  
 (After Jirgenson, 1934)

FIG. 54 BUELOS DE PRESION

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. 4b)

#### 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 ensaye 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. ./.

Los ensayos se llevan a cabo en muestras inalteradas de los suelos, 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).

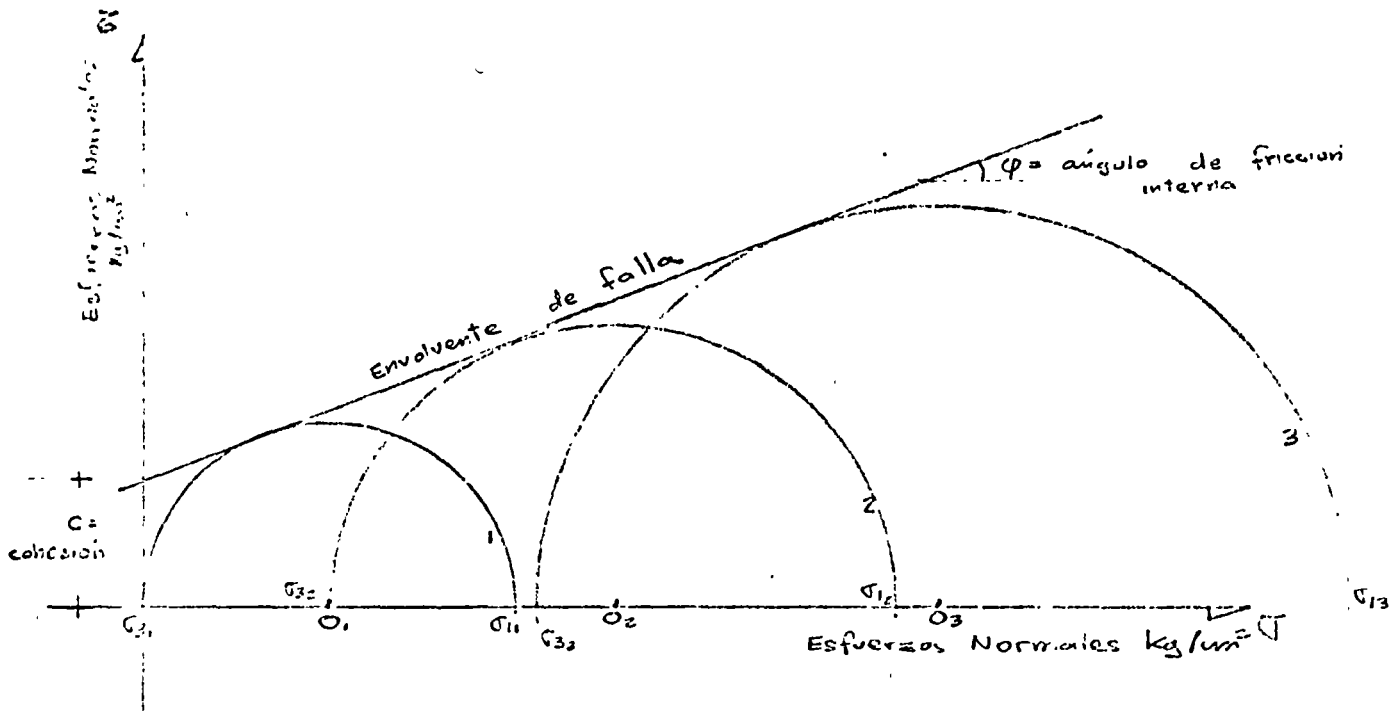


Fig.5 Círculos de Mohr.

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  $\text{kg/cm}^2$

$c$  = Cohesión, en  $\text{kg/cm}^2$

$\sigma$  = Presión normal en  $\text{kg/cm}^2$

$\phi$  = Angulo de fricción interna del material.

En este diagrama pueden tenerse dos condiciones límite, bien --  
sea que la cohesión sea igual a 0 (suelos púramente fricciona  
tes) o que el ángulo de fricción sea igual a 0 (suelos cohesi---  
vos).

Los diagramas de Mohr en cada caso se indican en la Fig.6.

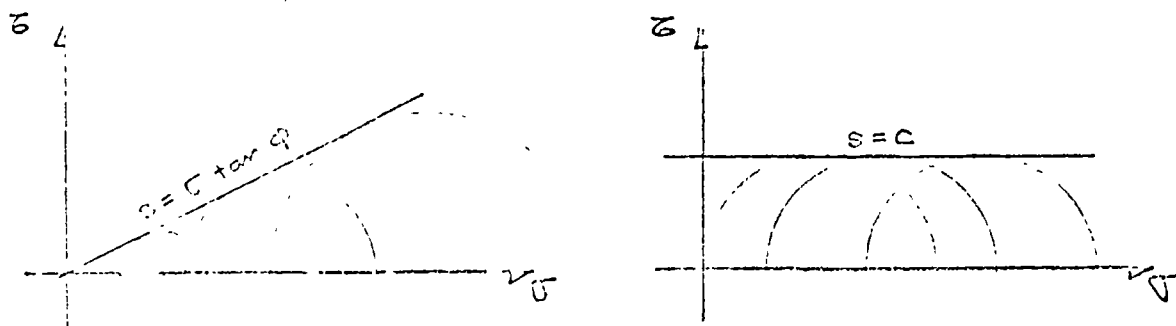


Fig.6 Diagramas de Mohr en suelos:

a. Friccionantes

b. Cohesivos

./.

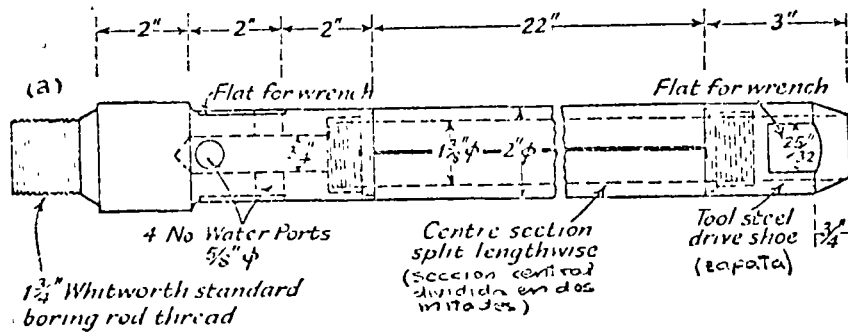
De los diagramas anteriores es fácil ver que en los suelos friccio-  
nantes la resistencia al esfuerzo cortante aumenta notable-  
mente con el esfuerzo normal, mientras que en los suelos cohe-  
sivos no hay cambio.

Abundando más sobre el particular se puede decir que la presión  
de confinamiento ( $\sigma_3$ ) provoca un aumento importante en el  $\sigma_1$ ,  
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  $\sigma_3$  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.

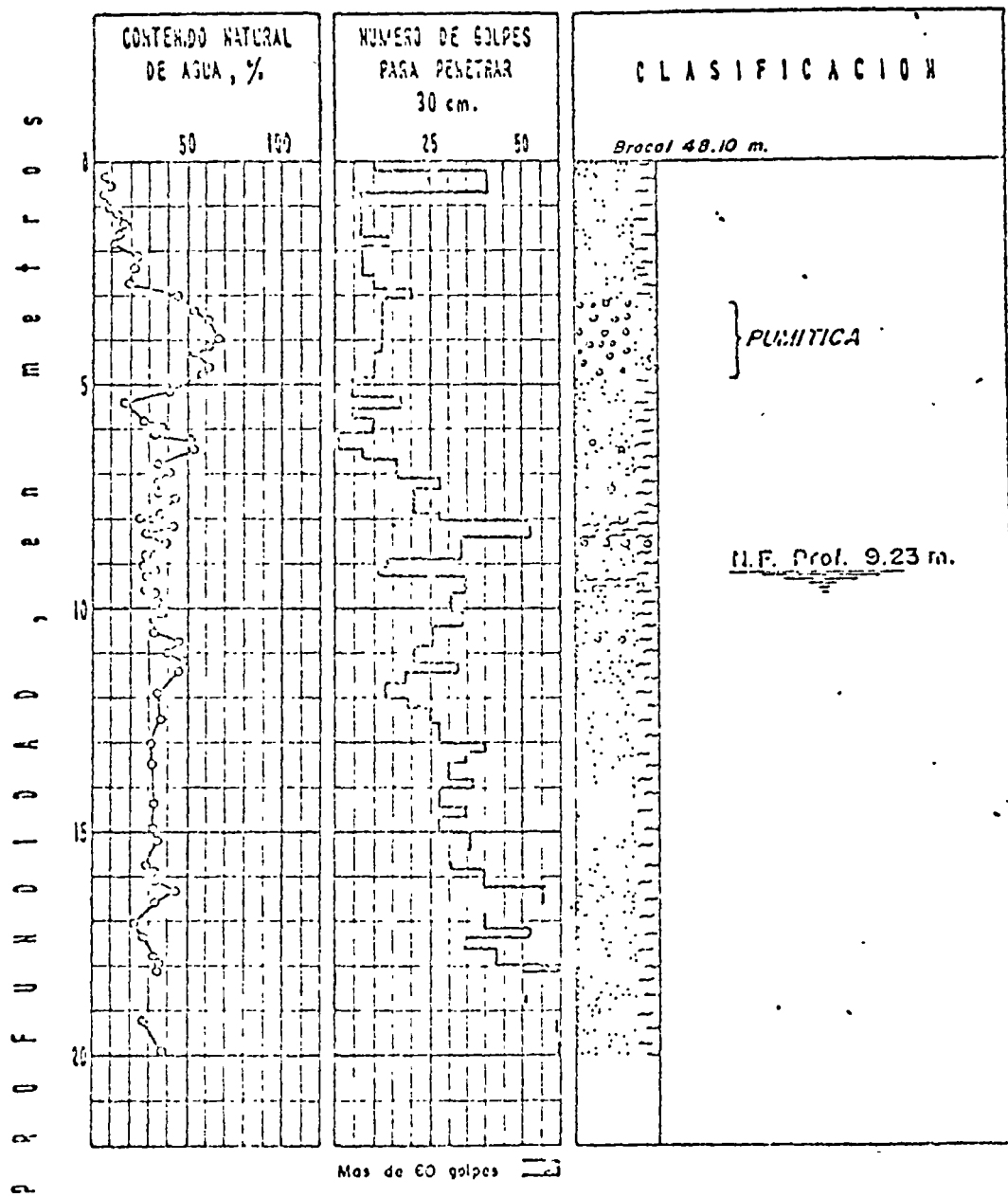
Existen correlaciones empíricas que permiten conocer las propiedades del suelo básicas para su análisis de capacidad de carga, a continuación se presentan las propuestas por K. Terzaghi y R.B. Peck en su libro "Soil Mechanics in Engineering Practice.

### ARENAS






Número de Golpes N	0 - 4	4 - 10	10 - 30	30 - 50	más de 50
Densidad Relativa	muy suelta	suelta	mediana	compacta	muy compacta
Angulo de Fricción $\phi$	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. $q_u$ en kg/cm <sup>2</sup>	0 - 0.25	0.25-0.50	0.50-1.00	1.00-2.00	2.00-4.00	más de 4.00



*SIGNOS CONVENCIONALES:*

-  SILENO
-  ARELLA
-  LIMO
-  ARENA
-  GRAVA

Perfil Estratigráfico  
mediante Penetración  
Estándar.

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 boleó, - en el transcurso de la prueba puede dar lugar a número de golpes N demasiado grande, que no corresponde al material que rodea -

DISÑO Y CONSTRUCCION DE CIMIENTOS

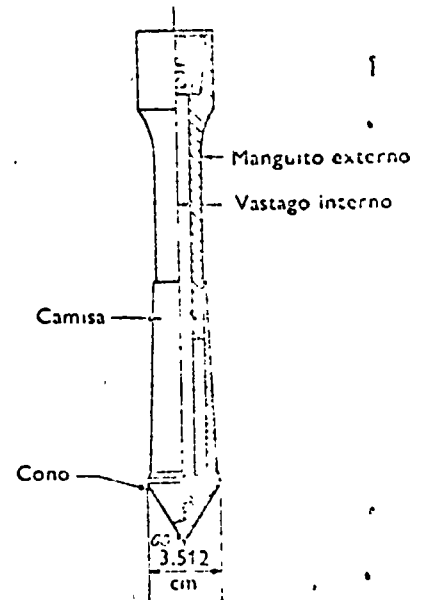
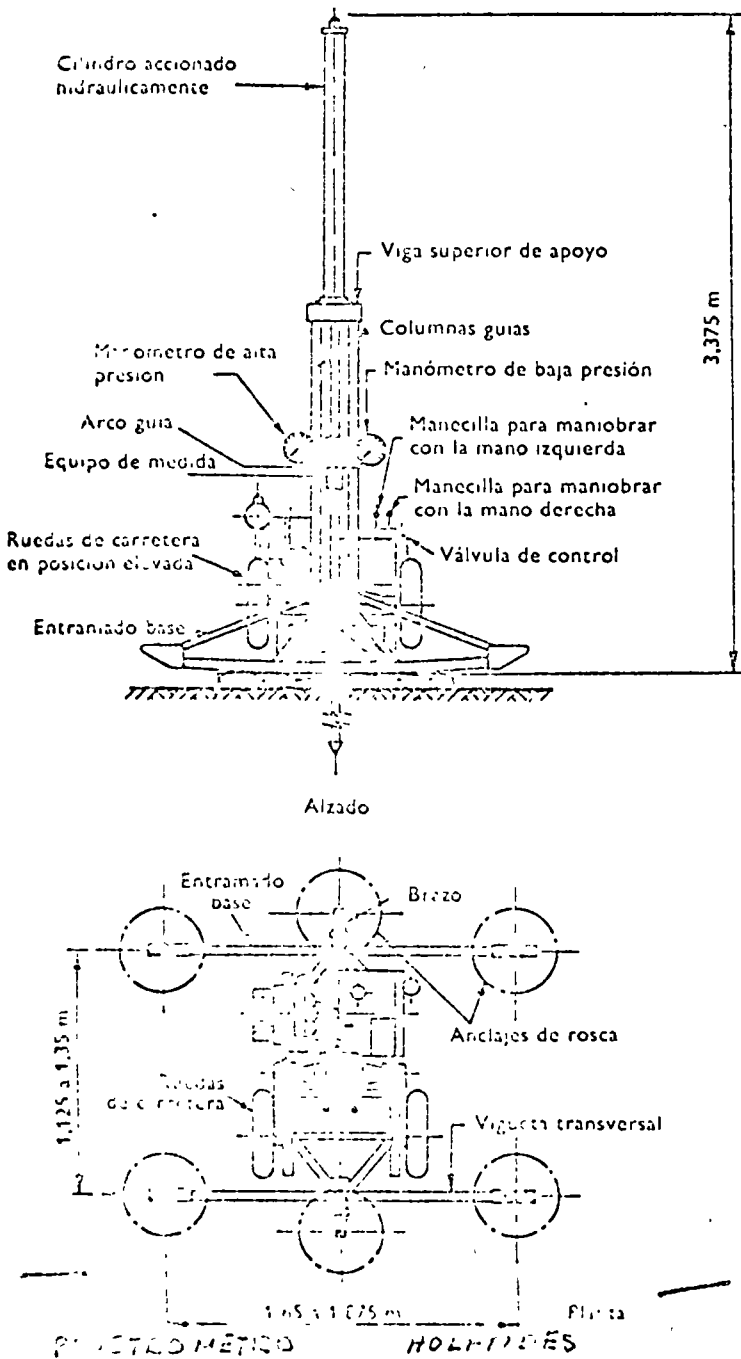
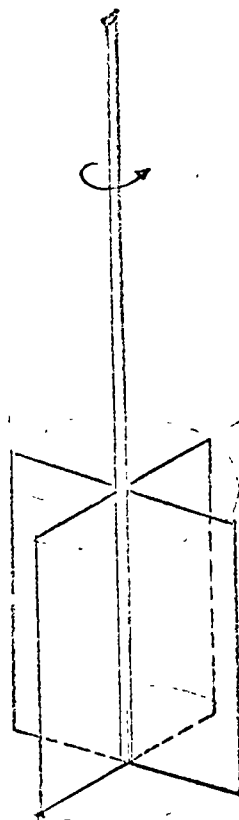
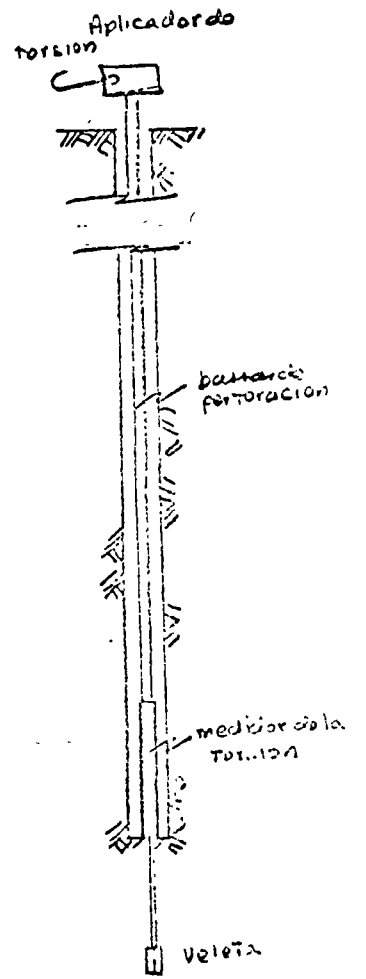


Figura 1.15  
DETALLES DEL CONO HOLANDES

FIG 9 MANÓMETRO HOLANDESES



a) Veleta



b) Conjunto

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. 9) 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  $\text{ton}/\text{m}^2$  y  $\phi$  = 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 Khristianovich, 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.

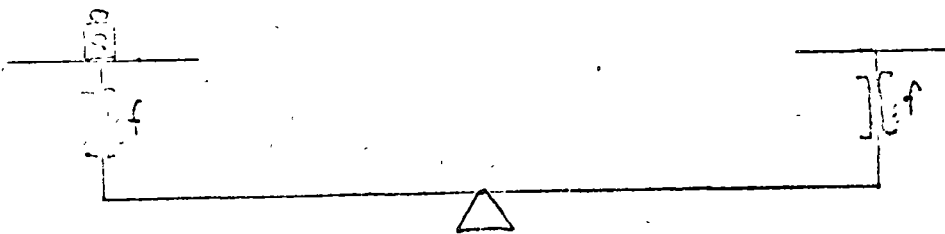


Fig 11 a.

Por otro lado si queremos aumentar la carga en el platillo izquierdo, será necesario colocar en el derecho una pesa igual valor.

./.

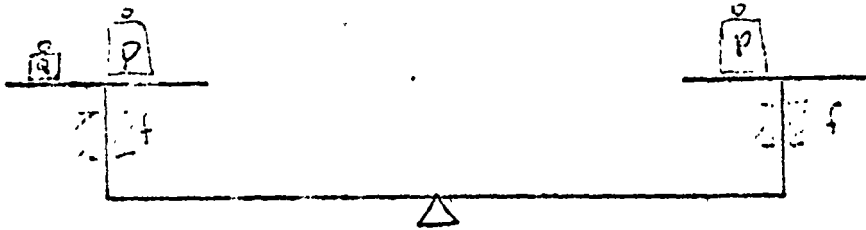


Fig. 11b

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<sup>12</sup>.

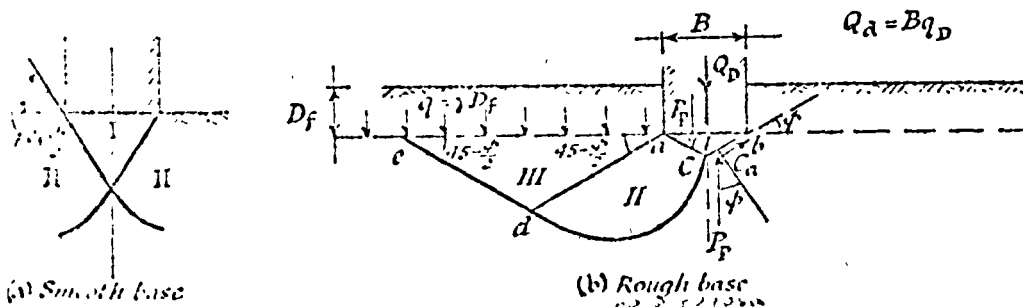


FIG. 29. Idealised failure surfaces used in Terzaghi's analysis.  
Del sistema de 111 análisis de Terzaghi

(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/m<sup>2</sup>

$c$  = Cohesión del suelo, en ton/m<sup>2</sup>

$\gamma_1$  y  $\gamma_2$  = Peso volumétrico del suelo, en ton/m<sup>3</sup>, 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.

$N_c, N_q, N_\gamma$  = Factores de capacidad de carga, adimensionales que dependen del ángulo de fricción interna del suelo y de su comportamiento bajo carga.

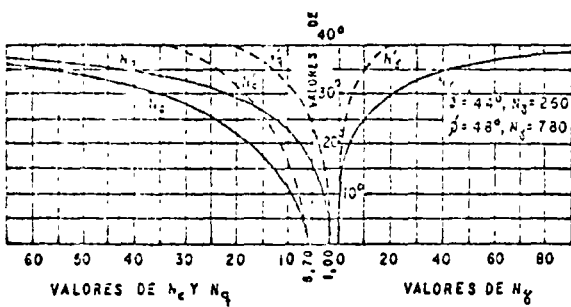


FIG VII-8 Factores de capacidad de carga para aplicación de la teoría de Terzaghi

FIG 13 FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA

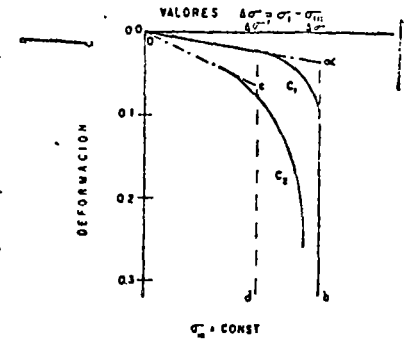


FIG. VII-9 Curvas de esfuerzo deformación típicas para mecanismo de falla general (1) y local (2), según Terzaghi

FIG 14 CRITERIOS DE FALLA LOCAL DE SUELOS

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 C<sub>2</sub> 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.

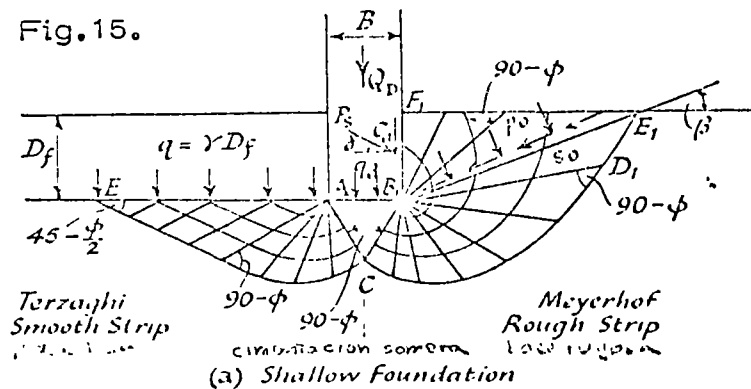


Fig. 15

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.

Skempton, 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)

$$q_u = c N_c \gamma$$

./.

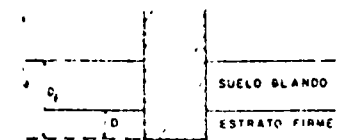


FIG VII-12 Diferencia entre D y D<sub>1</sub> para aplicar la teoría de Skempton

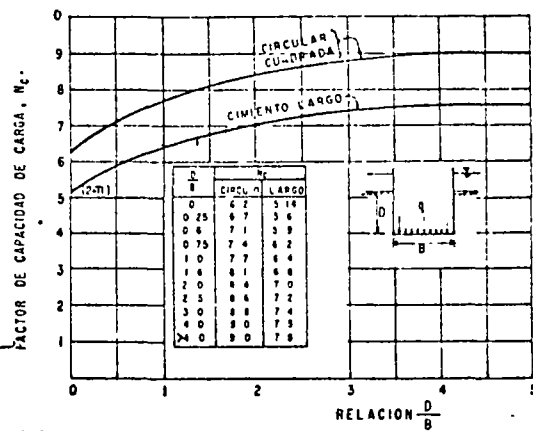
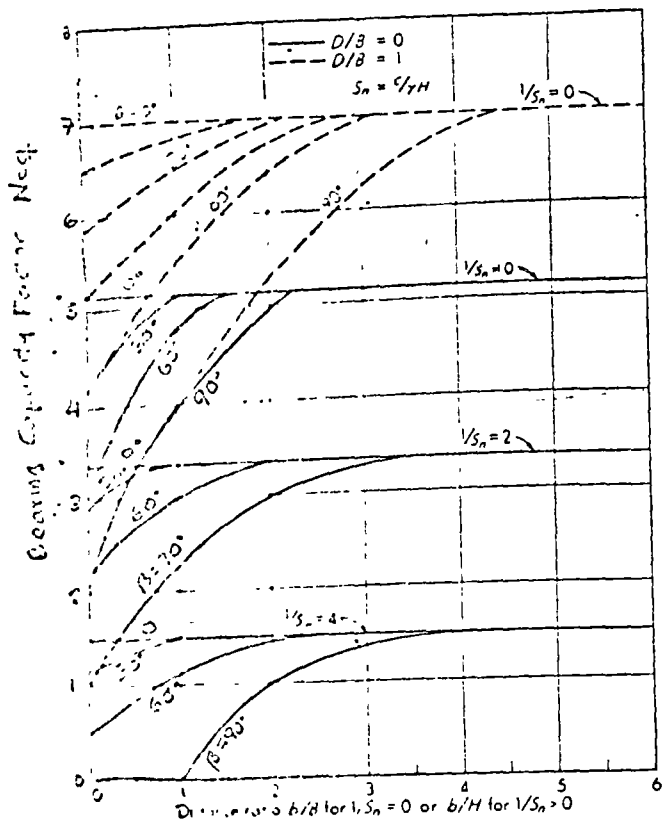
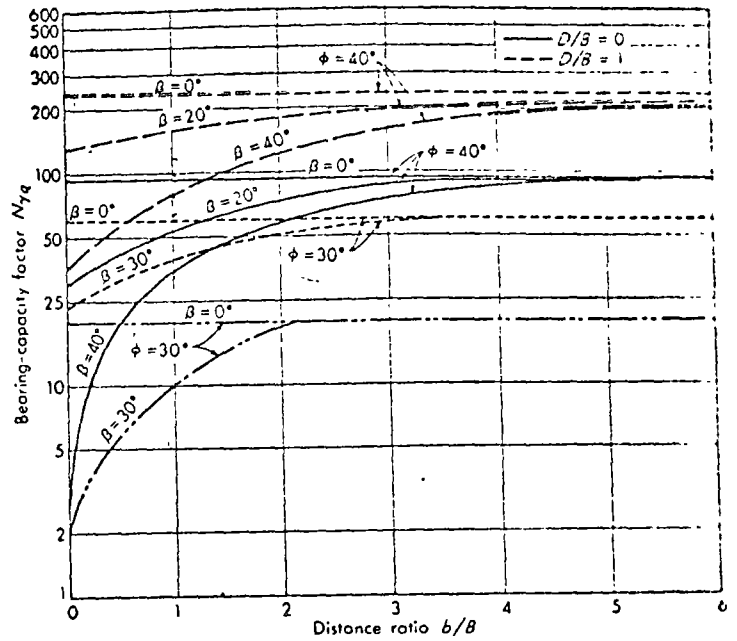
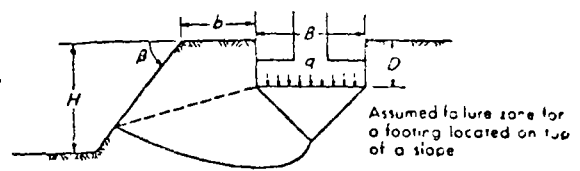


FIG VII-11. Valores de N<sub>c</sub> según Skempton, para suelos puramente cohesivos

FIG 16 FACTOR N EN LA FORMULA DE SKEMPTON

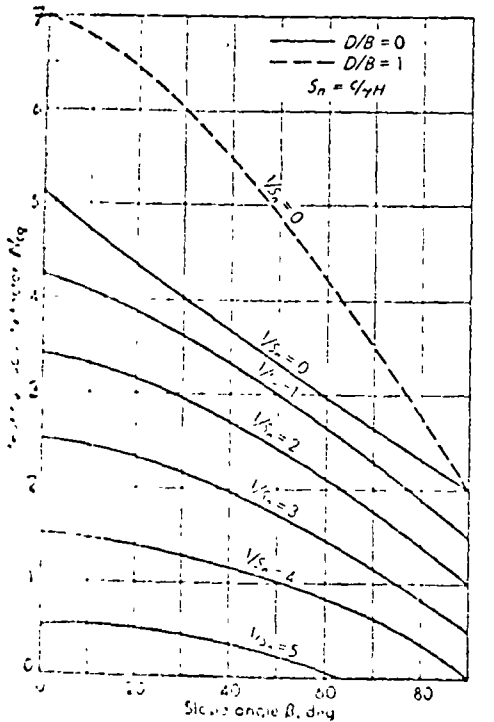


(a) Bearing capacity factors for a strip foundation on top of a slope for a cohesionless soil. Interpolate for intermediate  $D/B$  ratios.

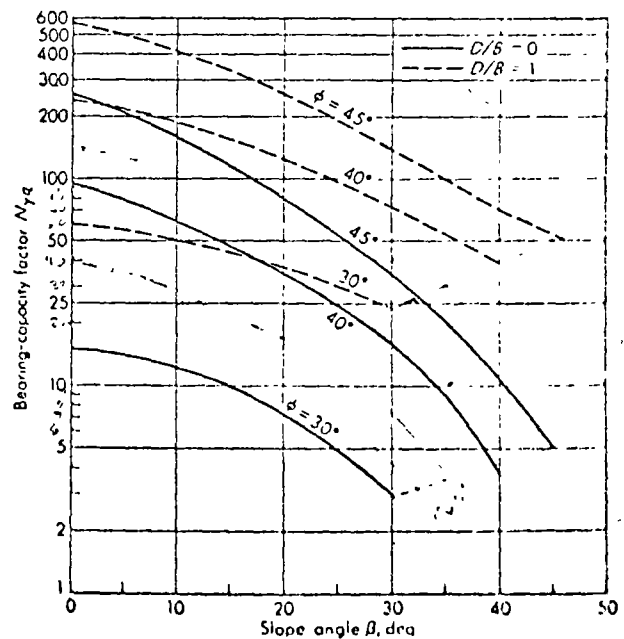
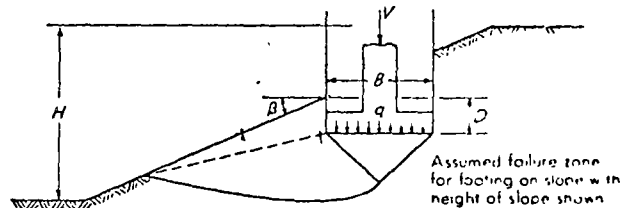


(b) Bearing capacity factors for a strip foundation on top of a slope of cohesionless soil. Interpolate for intermediate  $D/B$  ratios.

Fig. 16 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 material. Use linear interpolation for intermediate  $D/B$  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].)



PROPIEDADES MECANICAS E HIDRAULICAS DE SUELOS  
Y ROCAS.

## Breves nociones de mecánica de suelos

### 1.1 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 sólo 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 pretenden 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 mensurables, 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.

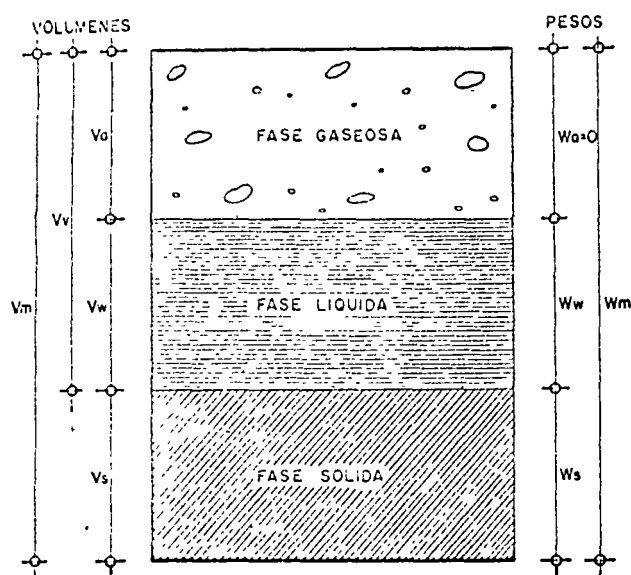


Figura 1-1. Esquema de una muestra de suelo en la que se acotan los pesos y volúmenes usados.

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:

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

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

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

$$S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_0} = \frac{W_s}{V_s \gamma_0} \quad (1-5)$$

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 compresible.

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; la conocida arcilla del Valle de México suele tener contenidos de agua comprendidos entre 400% 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:

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

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

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 una dada. Las relaciones más usuales a que puede llegarse son:

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

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

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

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

#### 14 CARACTERÍSTICAS Y ESTRUCTURACION DE LAS PARTICULAS MINERALES

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

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; esto 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 térreas 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, éstos 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 *sui 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:  $(\text{NH}_4)^+$ ,  $\text{H}^+$ ,  $\text{K}^+$ ,  $\text{Fe}^{+++}$ ,  $\text{Al}^{+++}$ ,  $\text{Mg}^{++}$ ,  $\text{Ba}^{++}$ ,  $\text{Ca}^{++}$ ,  $\text{Na}^+$ ,  $\text{Li}^+$ .

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 él, 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 lamina). 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.

$C_c$  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 compacidad, se acepta que influye en el comportamiento mecánico de un suelo grueso la angulosidad de sus granos (a misma compacidad, 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 efecto electo, 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 ocurre 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

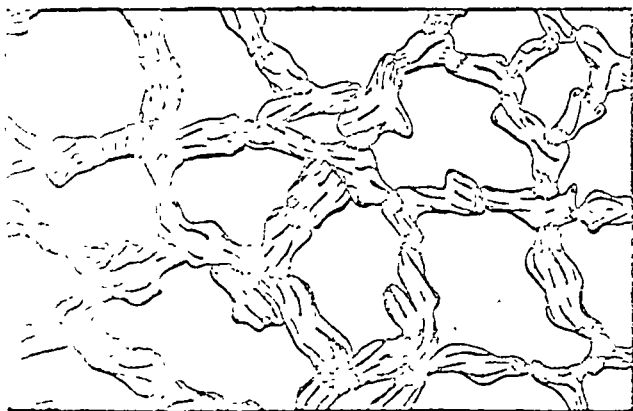


Figura I-2. Estructura panaloide.

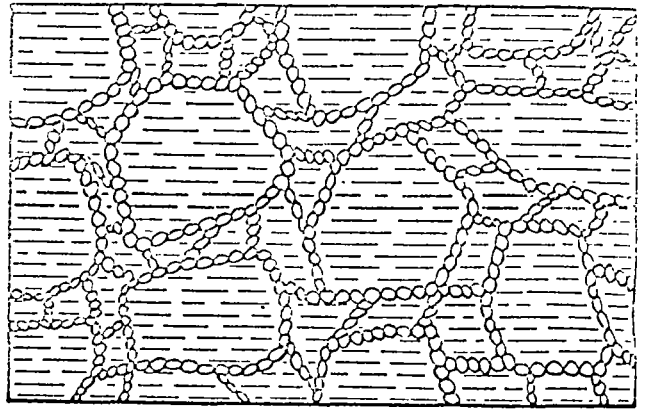


Figura I-3. Esquema de estructura floculenta.

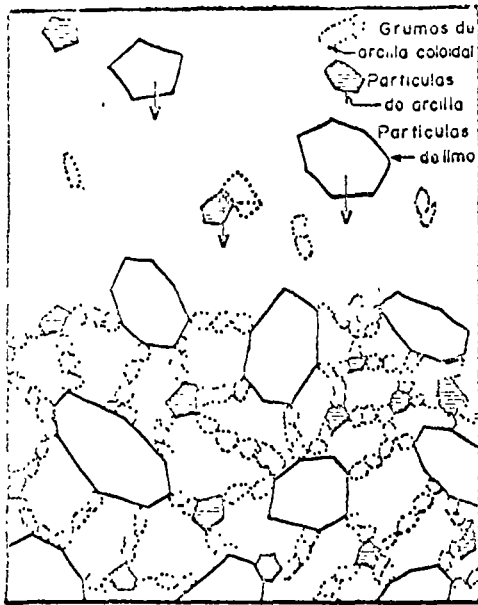
incrementa mucho si existe un electrólito en el medio de depósito, se suponía que esta estructura sería muy típica de suelos muy finos depositados en el mar o en lagos de agua cargada de sales susceptibles de sufrir disociación electrolítica.

En la referencia 7, A. Casagrande presentó otra hipótesis de estructuración de suelos predominantemente finos, que aparece en la figura I-4.

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 habrán 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 inalterada y una remodelada, en que, por alguna razón, se ha roto el esqueleto y se transmite la carga a las masas de flóculos no precomprimidos.

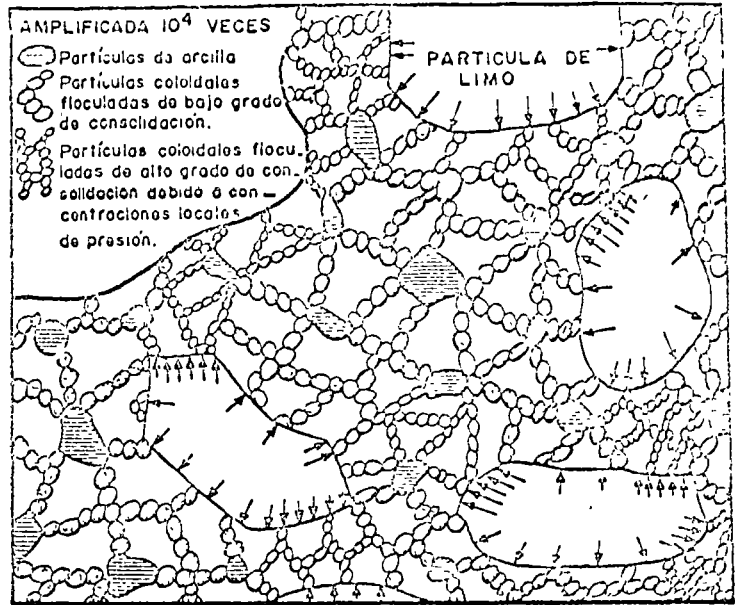
En épocas más modernas se han introducido como fundamentales los conceptos de floculación y dispersión (referencia 8).

Si el efecto neto de las fuerzas atractivas y repulsivas entre dos cristales de arcilla es de atracción, las dos partículas se unirán (posiblemente arista contra cara plana); se dice entonces que están floculadas. Si la acción neta es repulsiva, se separarán, 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 electrolito 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 floculadas 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.

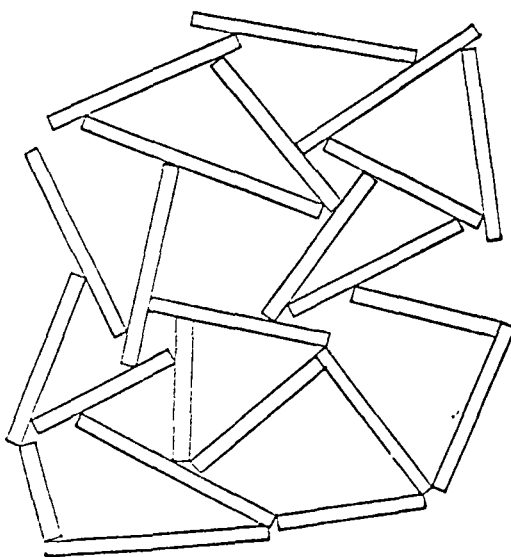


Figura I-5. Estructura en "castillo de naipes".

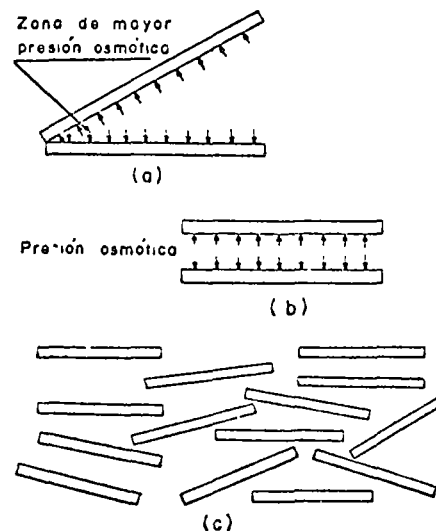


Figura I-6. Estructura dispersa.



## 15 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). Dependían 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 forma 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

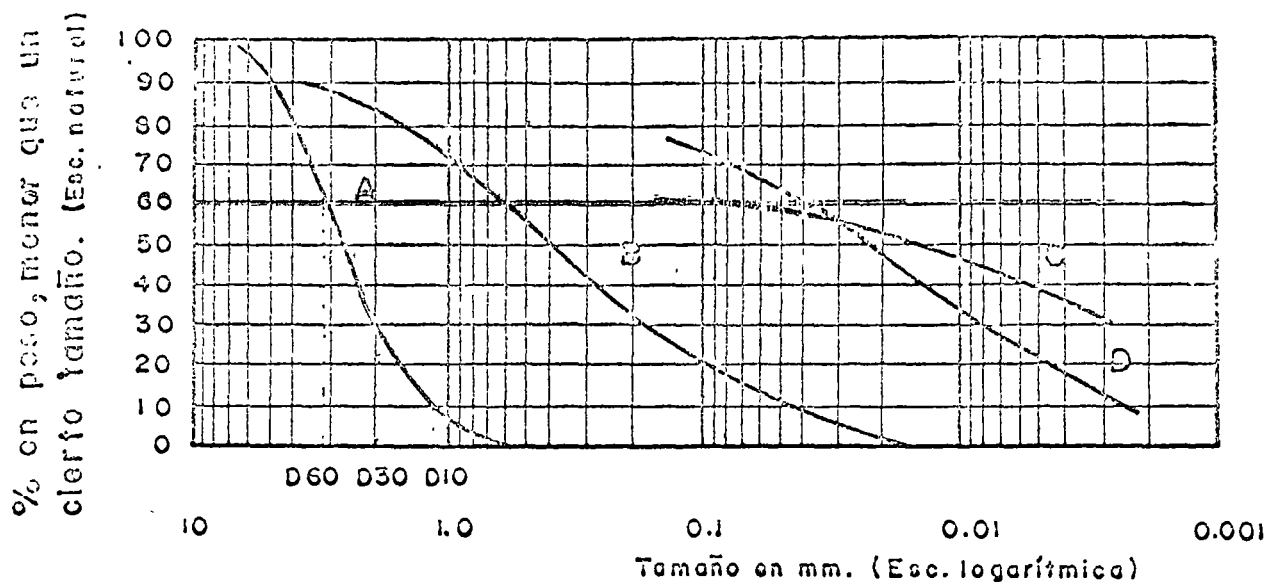


Figura 1-7. Curvas granulométricas de algunos suelos. A) Arena muy uniforme de Ciudad Guauhtémoc, México. B) Suelo bien graduado, Puebla, México. C) Arcilla del Valle de México (curva obtenida con hidrómetro). D) Arcilla del Valle de México (curva obtenida con hidrómetro).

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

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

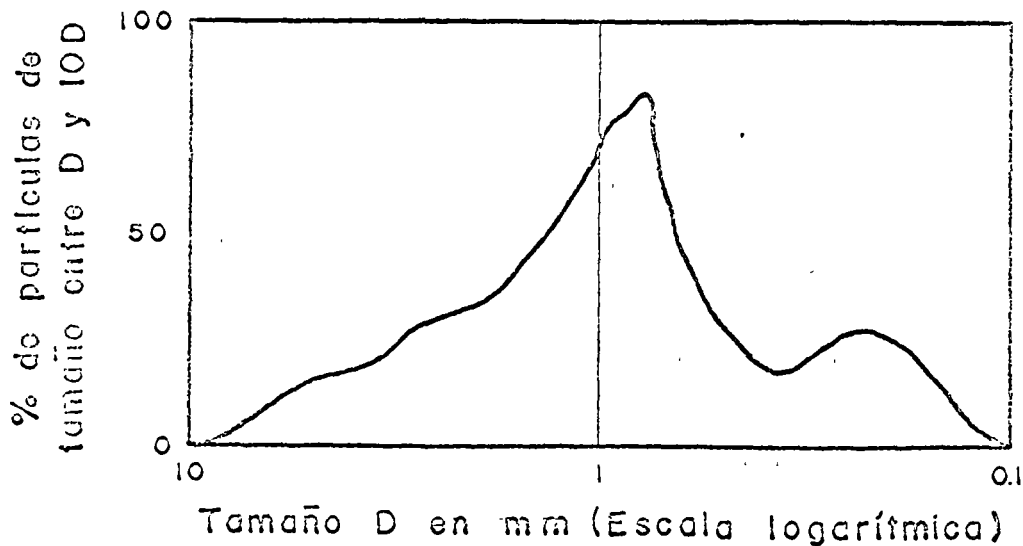


Figura 1-8. Histograma de un suelo.

$D_{10}$  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) requiere agua para facilitar el paso de la muestra procediendo 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 afectan a las pruebas originales, el método no satisizo 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 preferible 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 floclulenta 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;
- $\gamma_s$  = peso específico de la esfera, en g/cm<sup>3</sup>;
- $\gamma_f$  = peso específico del fluido, en g/cm<sup>3</sup> (varía con la temperatura);
- $\eta$  = viscosidad del fluido, en g · seg/cm<sup>2</sup> (varía con la temperatura);
- $D$  = diámetro de la esfera, en cm.

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

$$D = \sqrt[3]{\frac{1,800 \eta v}{\gamma_s - \gamma_f}} \quad (1-21)$$

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 ininterrumpidamente.

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.

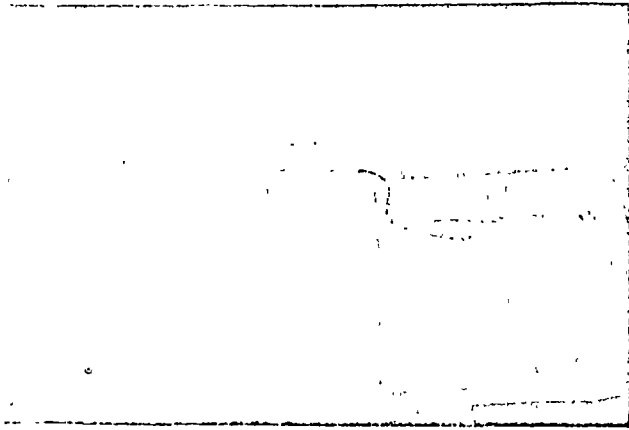
## 1-6. PLASTICIDAD

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 medurable y cuya correlación con la magnitud problema sea conocida y confiable; así, midiendo los cambios en la magnitud auxiliar y usando la correlación, podían 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 medurable 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 Atterberg y A. Casagrande (Ref. 9) han permitido manejar una nueva magnitud en los suelos finos, muy sencillamente medurable 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

ción, 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.

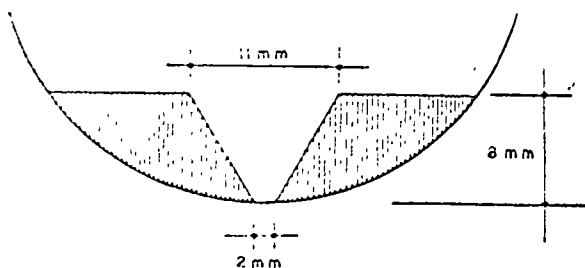


Figura 7-9. Dimension de la ranura en la copa de Casagrande.

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 3 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 oscuro 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 canalículos 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 canaliculos 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.

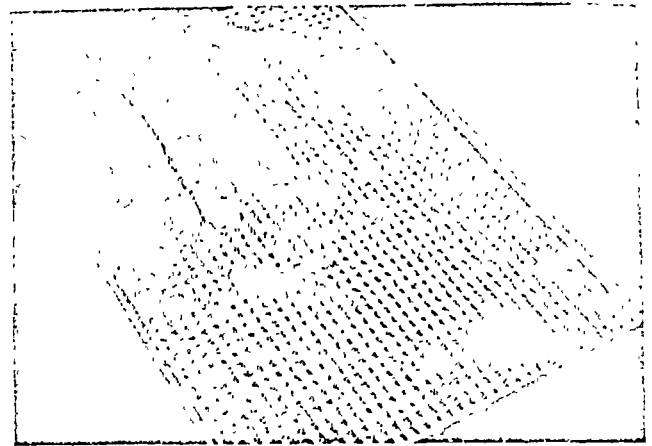
$$A = \frac{I_p}{\% \text{ de peso de suelo más fino que } 0.002 \text{ mm}} \quad (1-23)$$

La actividad puede valer 0.38 en arcillas caoliníticas, 0.90 en arcillas ilíticas 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 canaliculo 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

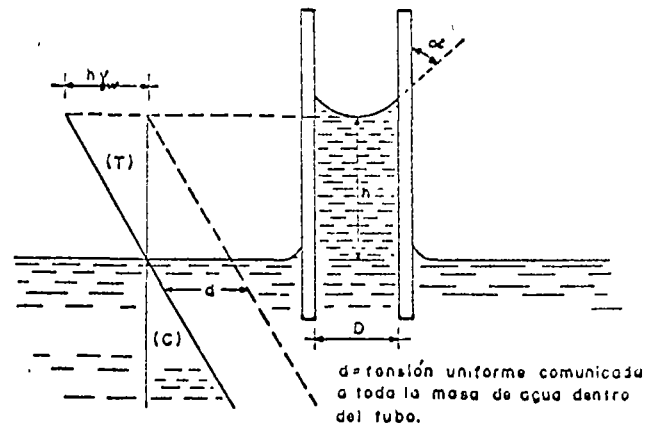


Figura I-10. Distribución de esfuerzos en un tubo capilar vertical.



Muestra de suelo fino secado por evaporación

agua ( $0.071 \frac{\sigma}{\text{cm}}$  a  $20^\circ\text{C}$ , pues también es función de la temperatura),  $\alpha$  es el ángulo de contacto entre el agua y la pared del canalículo (Ref. 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

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

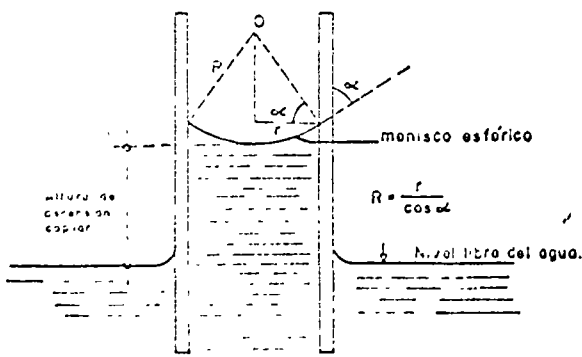


Figura I-11. Relación entre el radio del menisco y el radio del conducto capilar.

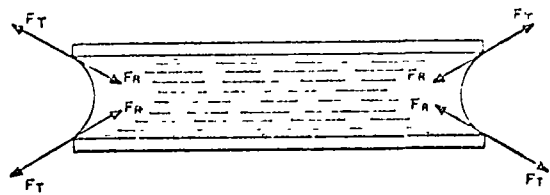


Figura I-12. Esquema que ilustra la generación de presiones capilares en un tubo capilar.

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  $\frac{\sigma}{\text{cm}^2}$  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 éste 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 quede 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 la máxima 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 retraerán 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 periferia 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 forman 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  $\text{cm}^3$  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 desca regresar al ré-

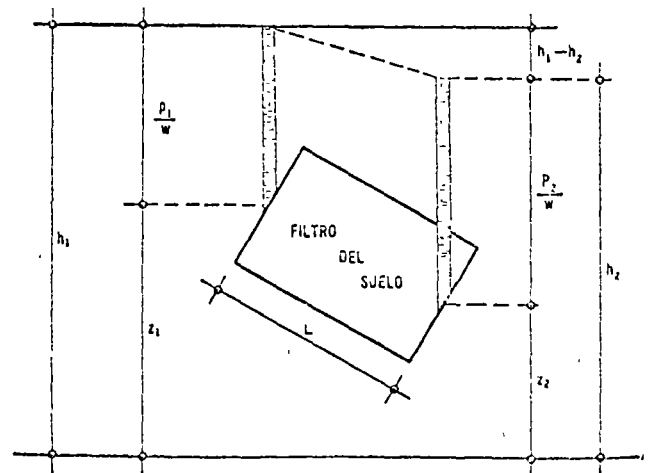


Figura I-13. Esquema del dispositivo experimental de Darcy.



gunea 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 (y, 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. Similarmente existe una velocidad arriba de la cual el flujo siempre es turbulento; en el caso del agua esta segunda velocidad es del orden de 6.5 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.

Ampliando la ecuación 1-30 puede establecerse una conveniente 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 es sometida a un gradiente hidráulico unitario. Naturalmente que las unidades de  $k$  son también las correspondientes a una velocidad, lo que se ve al hacerle en la misma ecuación 1-30, teniendo en cuenta que  $i$  carece de dimensiones. Es obvio

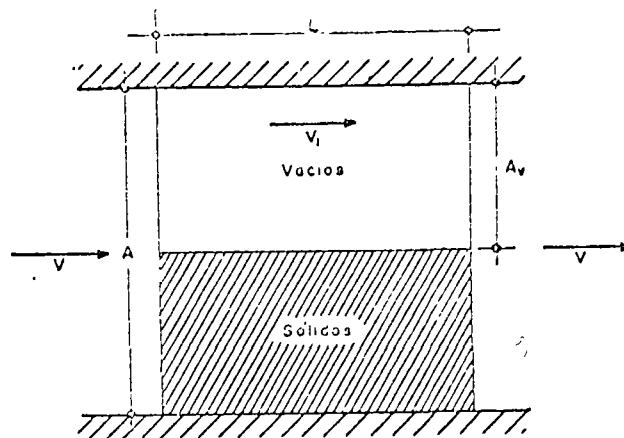


Figura I-14. Esquema que ilustra la distinción entre la velocidad de descarga y la de filtración.

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:

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

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. 1-14, 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  $10^{-5}$  ó  $10^{-6}$  cm/seg en arcillas homogéneas montmorilloníticas 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 lagos 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  $10^{-6}$   $\frac{\text{cm}}{\text{seg}}$ . 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 sustituya a las pruebas de laboratorio cuando se requiera una precisión razonable. El valor de la constante  $C$  varió entre 41 y 146 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 floculada o dispersa es importante, pues en el segundo caso se tienen permeabilidades mucho mayores en la dirección paralela a las caras alineadas de

tas 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 imaginárselo 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 advierte 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. 1-15a).

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 sufren 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

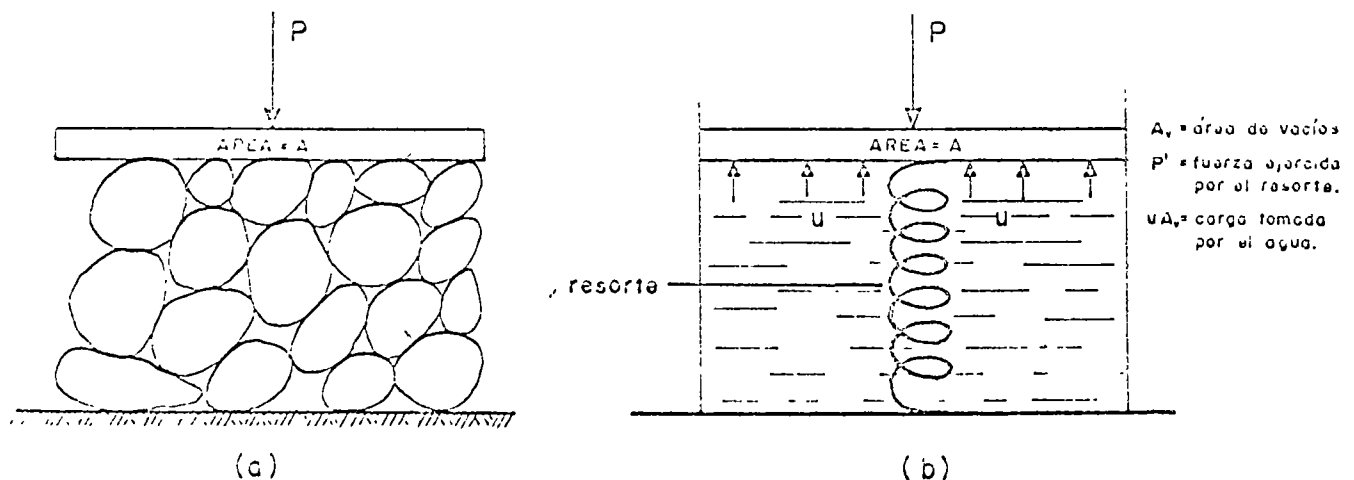


Figura 1-15. Distribución de los efectos de una carga exterior en una masa de suelo.

$(\sigma = \frac{P}{A})$ . 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,  $\sigma$ , 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 a 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 queda 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 así 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-

versiles resultantes. Con las constantes elásticas seña-  
 y sobre, en el material ideal, calculan 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 valo-  
 res 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 re-  
 lación 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 rela-  
 ción de vacíos, de la historia anterior de esfuerzos  
 aplicados al suelo y de la manera como se le apli-  
 quen los nuevos esfuerzos. Para la gran mayoría de  
 los problemas prácticos, el mejor método para cono-  
 cer 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 varie-  
 dad 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 per-  
 der representatividad y, evidentemente, no puede as-  
 pirarse a diseñar en cada caso la prueba más repre-  
 sentativa 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 dife-  
 rentes condiciones entre las que queden comprendi-  
 das aquellas que son más familiares a la práctica in-  
 genieril.

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 isotropa.*  
 Es útil para el estudio de deformaciones volumétricas  
 únicamente, en ella se aplica a un espécimen de sue-  
 lo un estado de esfuerzos hidrostáticos, es decir, es-  
 fuerzo de compresión iguales, actuando en todas  
 direcciones. Esta prueba no es muy usual en la prác-  
 tica ingenieril.

2. *Prueba de compresión confinada o prueba de*  
*controlación.* Se ejecuta en un aparato denominado  
*edómetro* 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 rela-  
 ción entre el esfuerzo normal lateral y el normal ver-  
 tical es el valor de  $K_0$ , que con el nombre de coefi-  
 ciente de esfuerzo o presión de tierra en reposo, jue-  
 ga un papel importante en la Mecánica de Suelos  
 Aplicada. En las formas comunes de consolidómetro  
 sólo se mide el esfuerzo normal vertical y la defor-  
 mación axial (también vertical), pero en la referen-  
 cia 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 ver-  
 tical se conoce controlando las cargas que se aplican  
 al aparato, las que se reparten homogéneamente so-  
 bre 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 rela-  
 ciones esfuerzo-deformación de los suelos. También  
 es la prueba más útil de laboratorio para conocer su  
 resistencia, por lo cual se detallará más adelante cuan-  
 do 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 cilín-  
 drico 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 des-  
 viador).

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 ha-  
 cerse en la cámara triaxial. Es análoga a la prueba  
 de compresión hecha en cilindros de concreto.

En la prueba triaxial puede conocerse el esfuer-  
 zo 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 especí-  
 men a una velocidad conocida (prueba de defor-  
 mación controlada). La deformación axial se mide uti-  
 lizando extensómetros.

Actualmente existen otras muchas variantes en lo  
 que se refiere a la manera de hacer fallar el especí-  
 men; 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 pre-  
 sión de confinamiento hasta que el espécimen falla  
 deformándose hacia arriba; a esta variante se le de-  
 denomina prueba triaxial de extensión y se utiliza para  
 simular los esfuerzos de empuje lateral en una masa  
 de suelo.

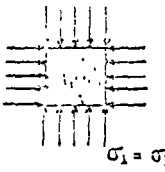
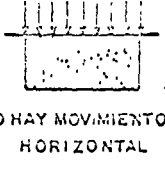
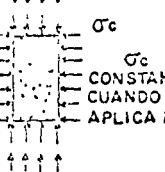
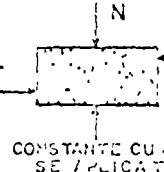
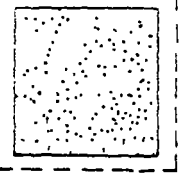
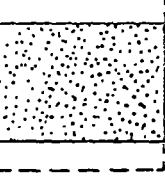
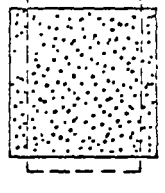
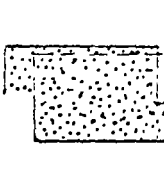
PRUEBA	COMPRESION ISOTROPA	COMPRESION CONFINADA (consolidómetro)	COMPRESION TRIAXIAL	PRUEBA DIRECTA
CONDICIONES BASICAS	 $\sigma_1 = \sigma_3$	 NO HAY MOVIMIENTO HORIZONTAL	 CONSTANTE CUANDO SE APLICA Pc	 N CONSTANTE CUANDO SE APLICA T
TIPO DE DEFORMACION	VOLUMETRICA 	PRINCIPALMENTE VOLUMETRICA, PERO 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 cortante. 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.

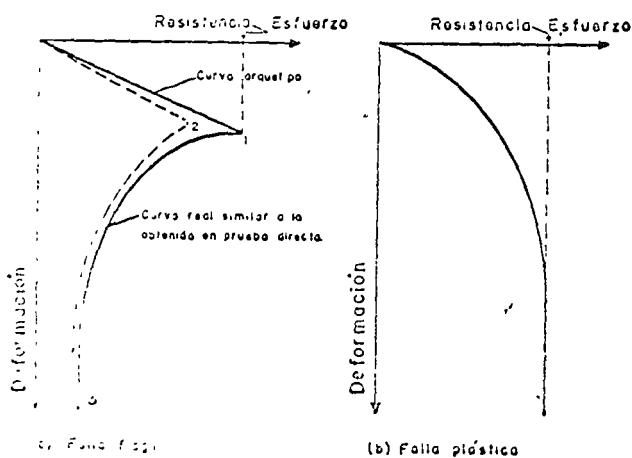


Figura I-17. Tipos de falla considerados en los suelos.

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 aumenta 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 resistencia 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 someterse a deformaciones próximas a la ruptura. Lo importante es, desde el punto de vista práctico, que un material de "falla plástica" continuará movilizandole 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 pasen 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 47.5% exhibe un comportamiento frágil claro, el cual pasa a ser plástico, igualmente claro, cuando

la porosidad alcanza el valor de 45.6%. Por su parte, Lambe y Whitman (Ref. 19) presentan un caso en que una arena con relación de vacíos de 0.667 tenía comportamiento frágil, en tanto que con relación de vacíos de 0.831 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 constituyendo 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 enrocamientos) 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-

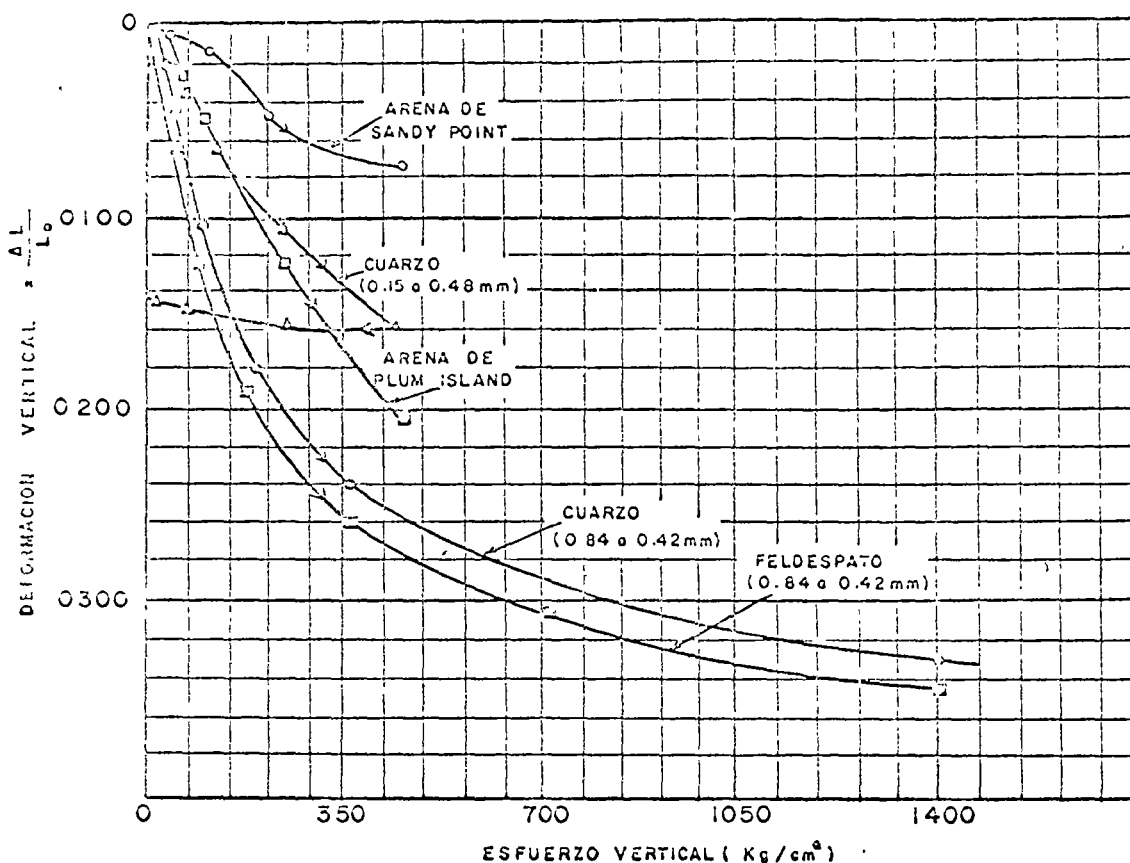


Figura I-18. Compresibilidad en pruebas de compresión confinada de varias arenas sujetas a muy altos niveles de esfuerzo (Ref. 14).

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  $140 \frac{kg}{cm^2}$ , más allá del cual el com-

portamiento 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



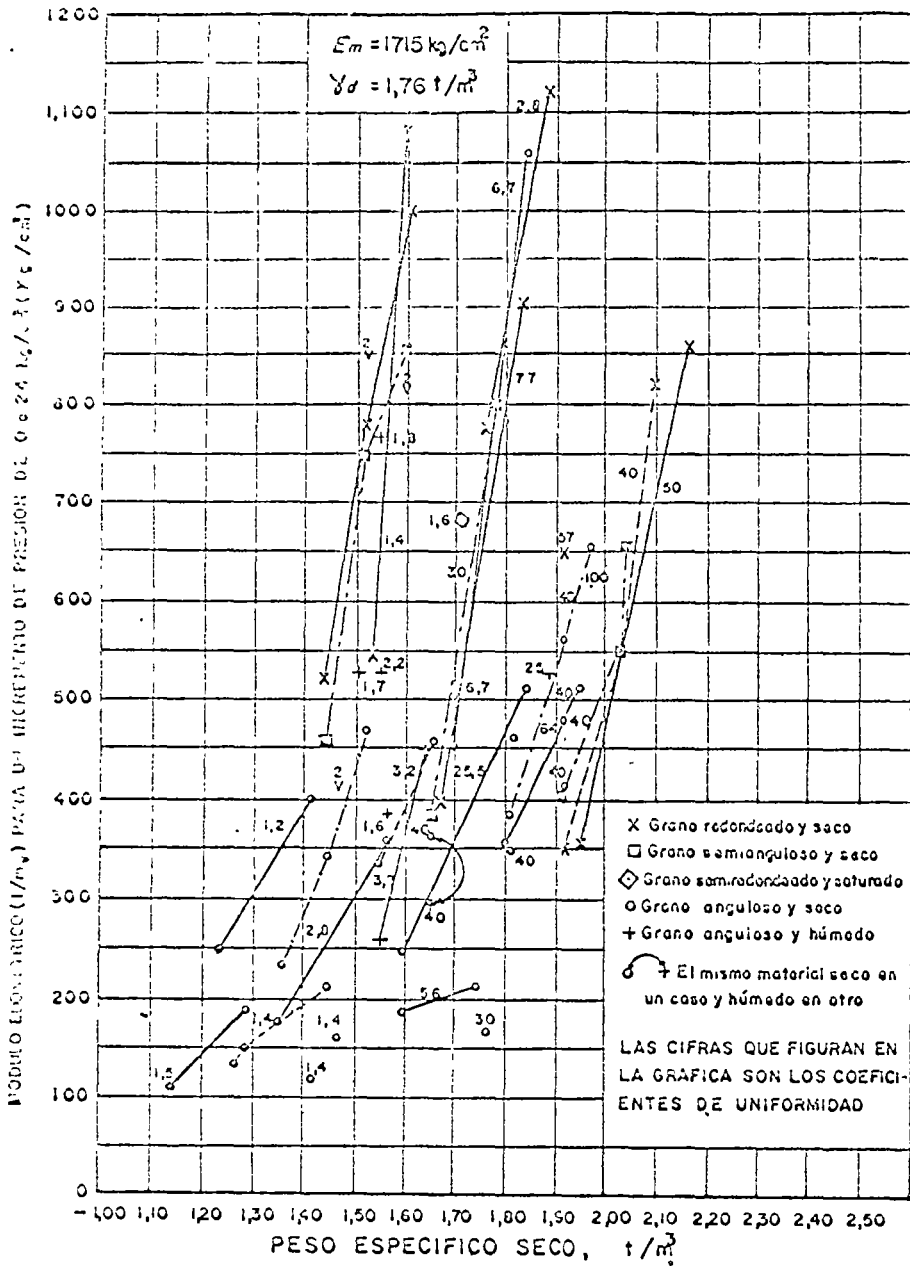


Figura I-19. Relación entre el módulo edométrico y el peso específico seco según diversos ensayos de laboratorio en materiales granulares (según Ref. 22).

dejo, 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 relativamente 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 friccionalmente en compresión confinada va acompañada

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 ( $E_m = \frac{\lambda}{m_v}$  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 elométrico 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 anguloso 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 I-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 desliziéndose 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<sup>2</sup>), 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<sup>2</sup> de presión de confinamiento. Algunas de las conclusiones de los estudios sobre resistencia se mencionarán más adelante y en este párrafo sólo se presentan algunas conclusiones relativas a compresibilidad.

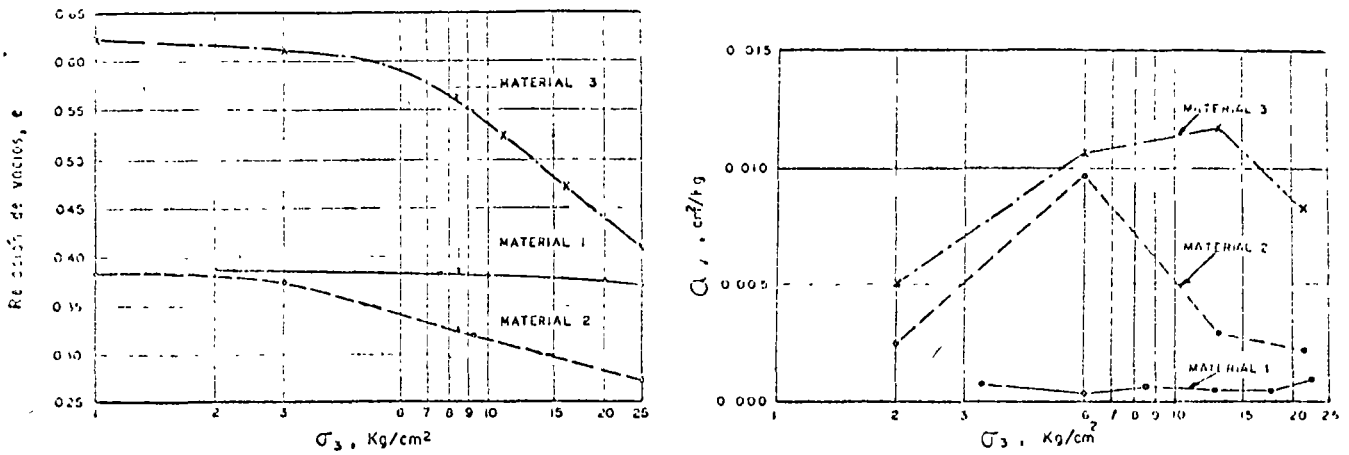


Figura I-20. Datos de compresibilidad para tres materiales de enrocamiento.

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 confinar 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 esquistos; su resistencia a la compresión sin confinar 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 confinar.

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.

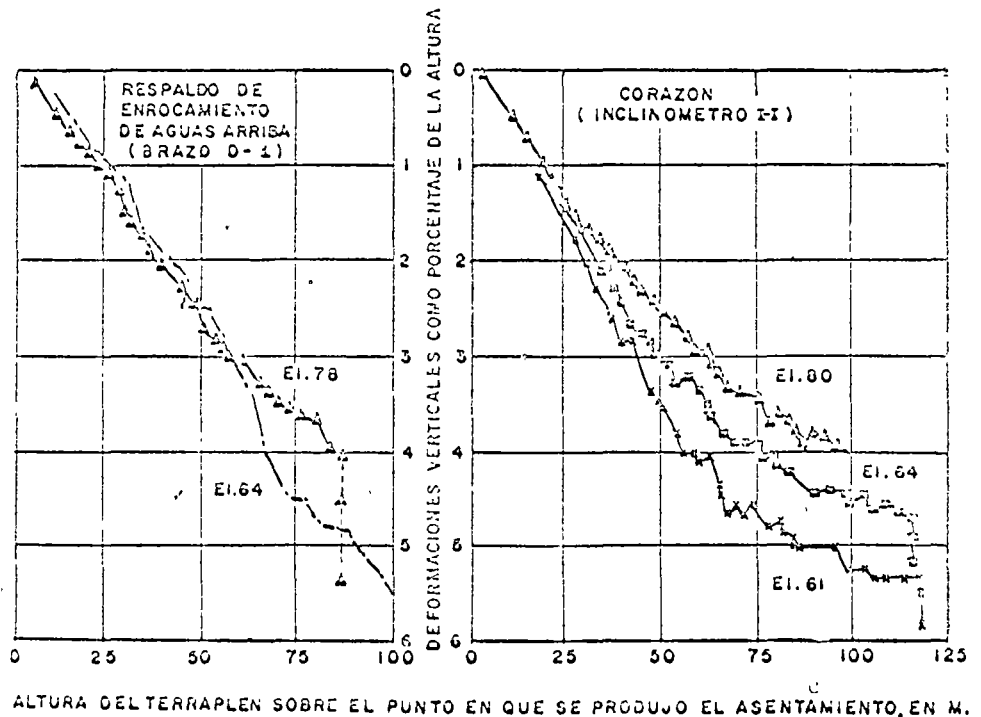


Figura I-21. Asentamiento en la presa de El Infiernillo (Ref. 20).

ALTURA DEL TERRAPLEN SOBRE EL PUNTO EN QUE SE PRODUJO EL ASENTAMIENTO, EN M.

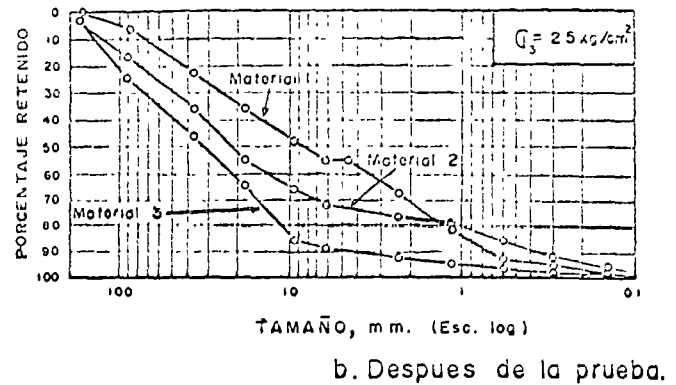
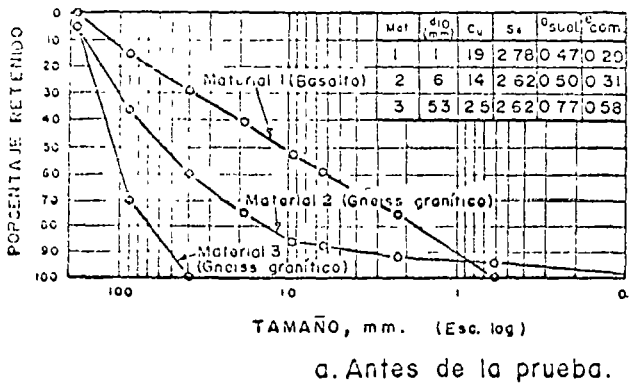


Figura I-22. Curvas granulométricas de tres materiales de enrocamiento.

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 Infernillo 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/cm<sup>2</sup>.

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.

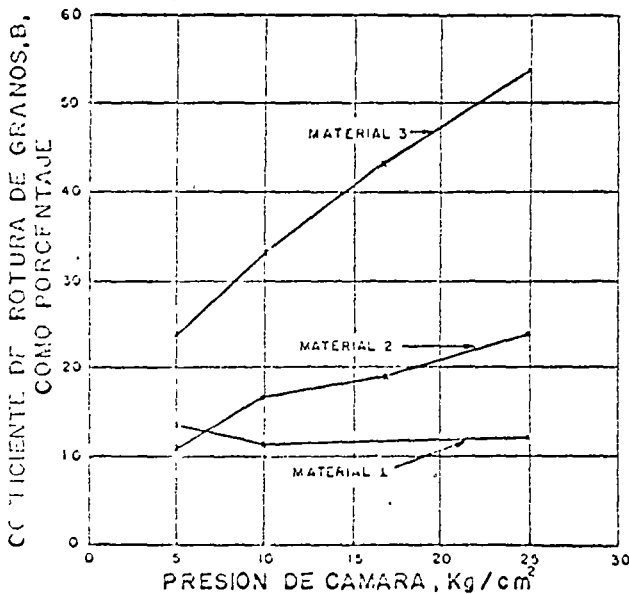


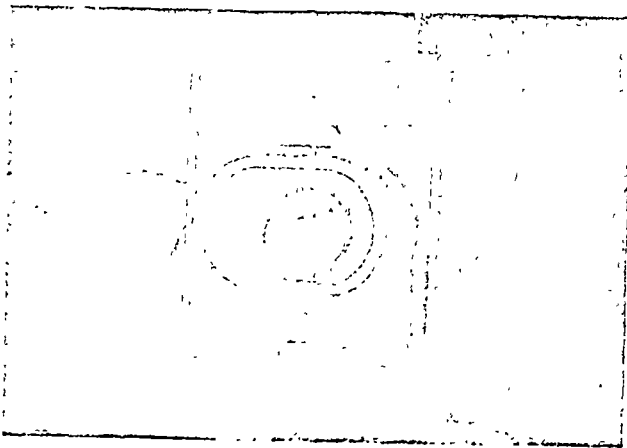
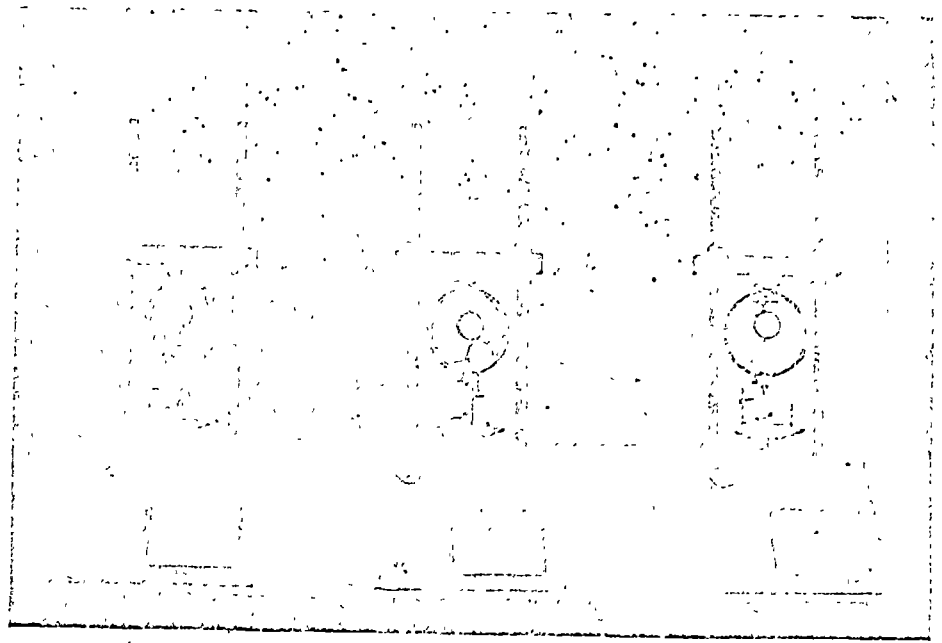
Figura I-23. Rotura de granos en pruebas triaxiales.

## 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 restringida 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-

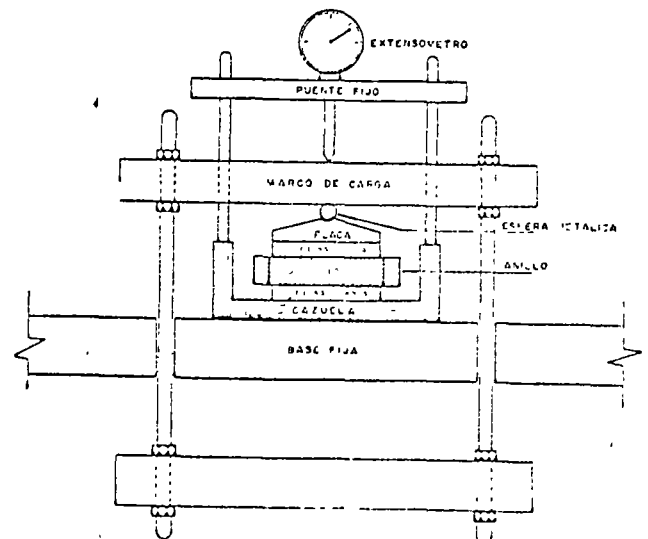
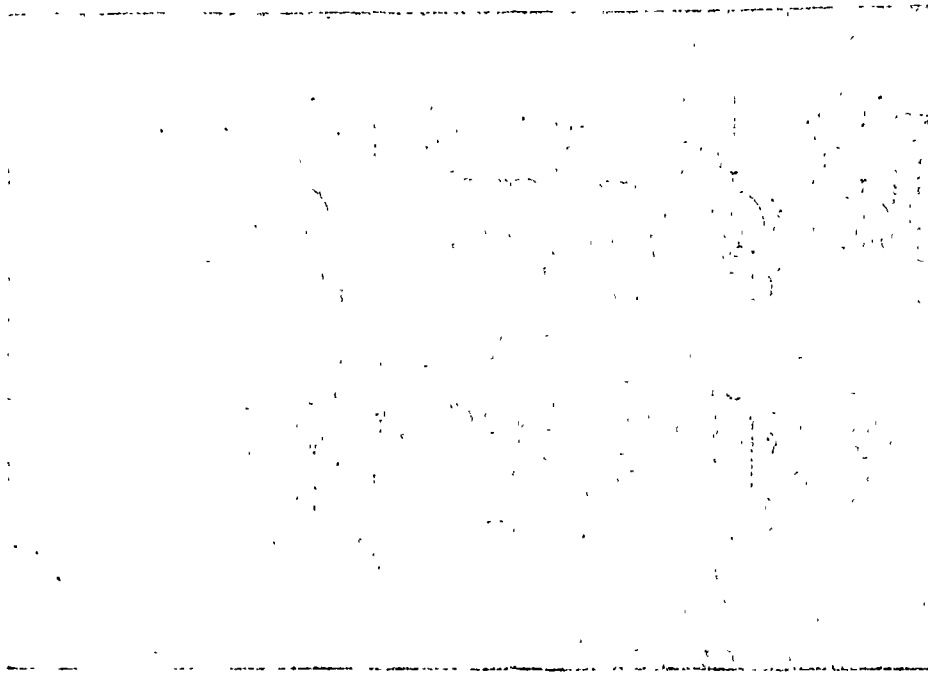


Figura 1-24. Detalle de la colocación de la muestra en el consolidómetro de anillo flotante.



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.

El 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

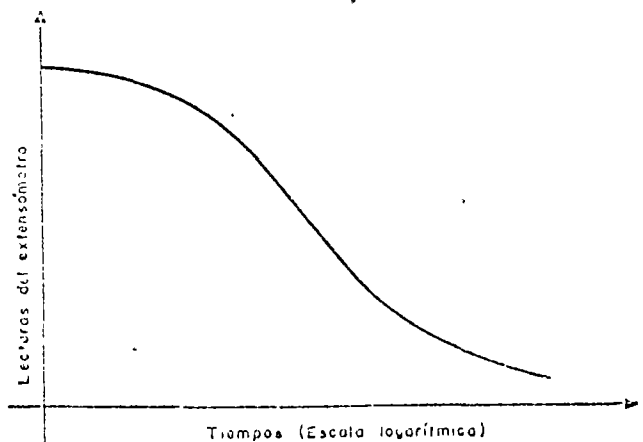


Figura 1-25. Forma típica de la curva de consolidación en arcillas (fuera de escala).

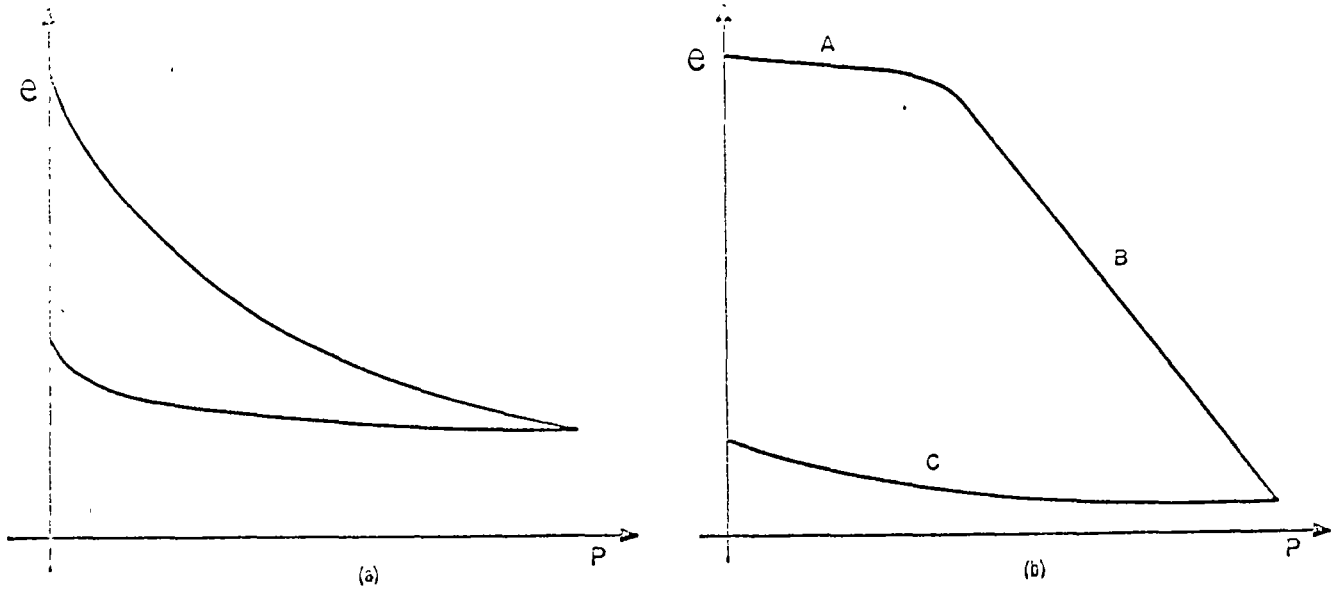


Figura I-26. Forma típica de compresibilidad en suelos compresibles. a) Representación aritmética. b) Representación semi-logarítmica.

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 decrecimiento 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

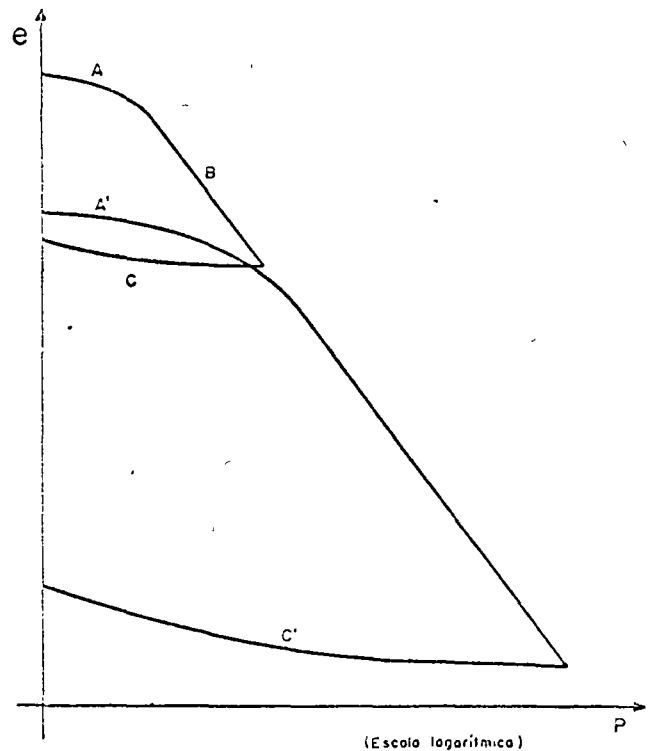


Figura I-27. Curvas de compresibilidad para dos procesos de carga y descarga consecutivos.

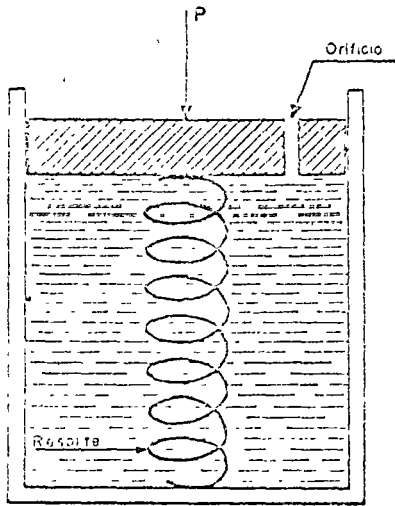


Figura I-28. Esquema del modelo mecánico de Terzaghi para la compresión de la consolidación de suelos finos.

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

Considere 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 recomprensión, 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 recomprensión, 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

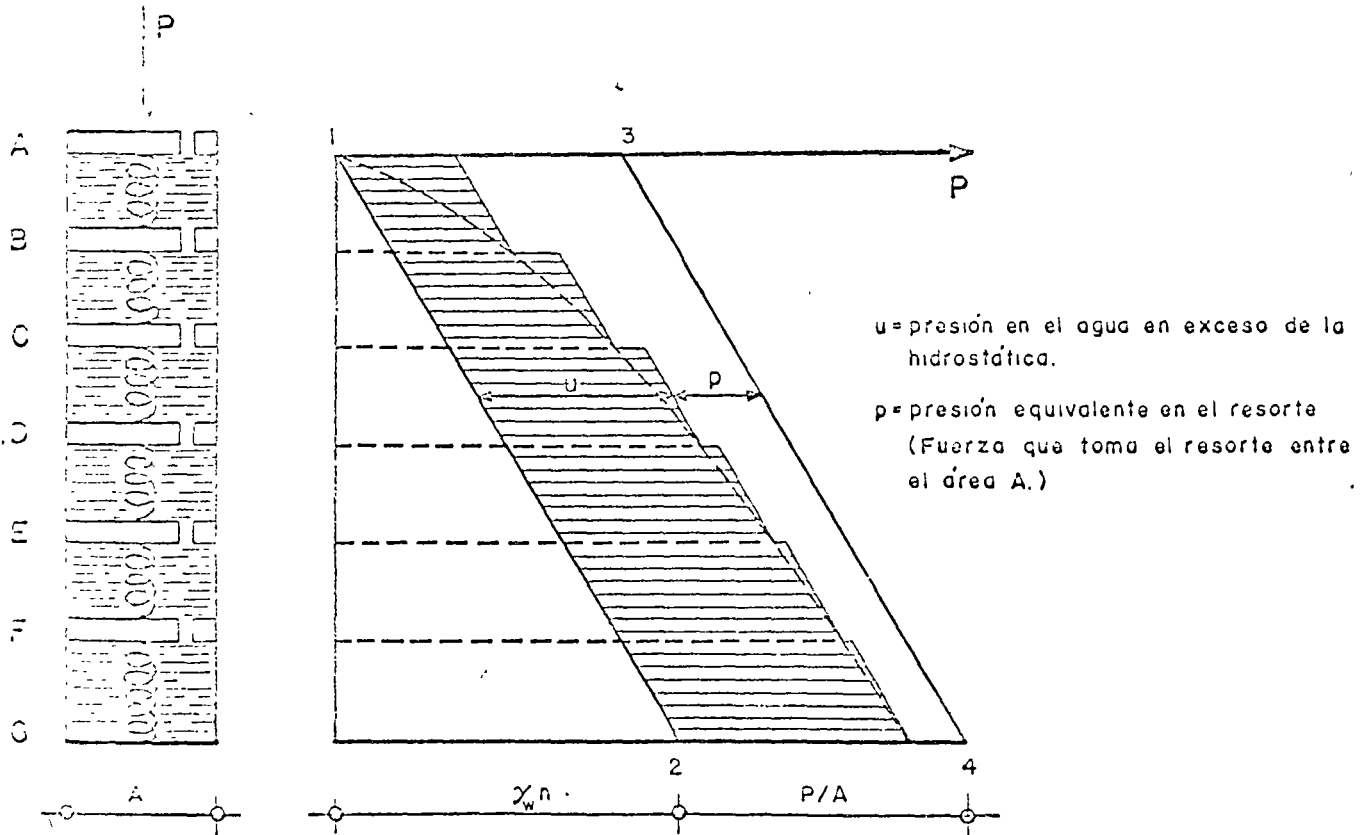


Figura I-29. Esquema del modelo de Terzaghi, comprendiendo varias cámaras.



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, 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

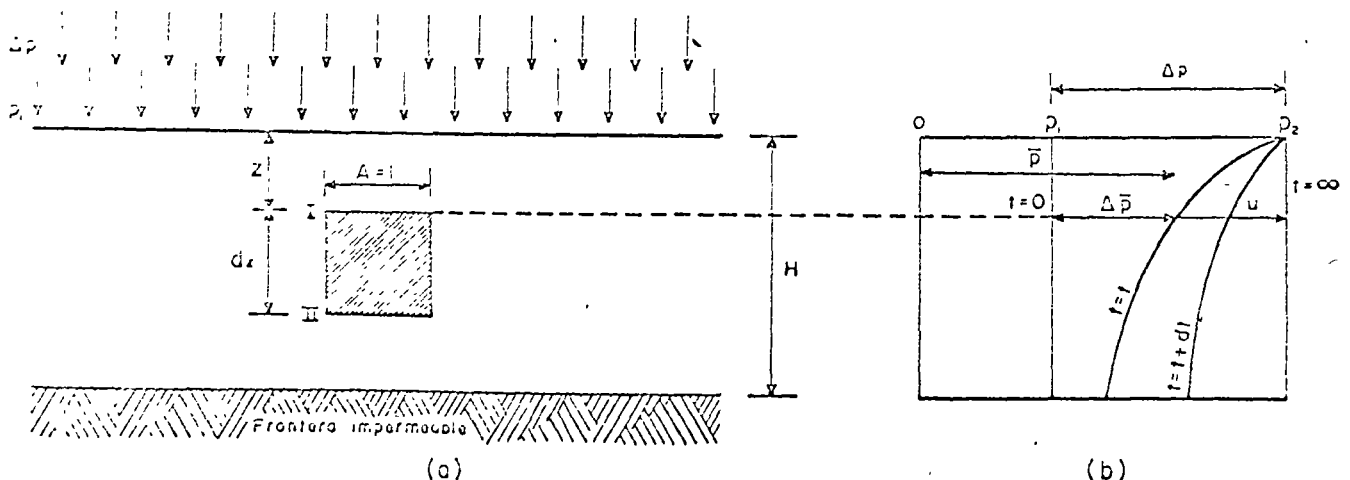


Fig. I-29. Estado de suelo de extensión infinita sometido a un proceso de consolidación unidimensional.

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 incomprensible de las cámaras y los canaliculos 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  $\Delta p$ . 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  $\Delta p$ , 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 ( $\bar{p} = p_1 + \Delta \bar{p}$  y  $u$ , 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.

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

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):

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

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

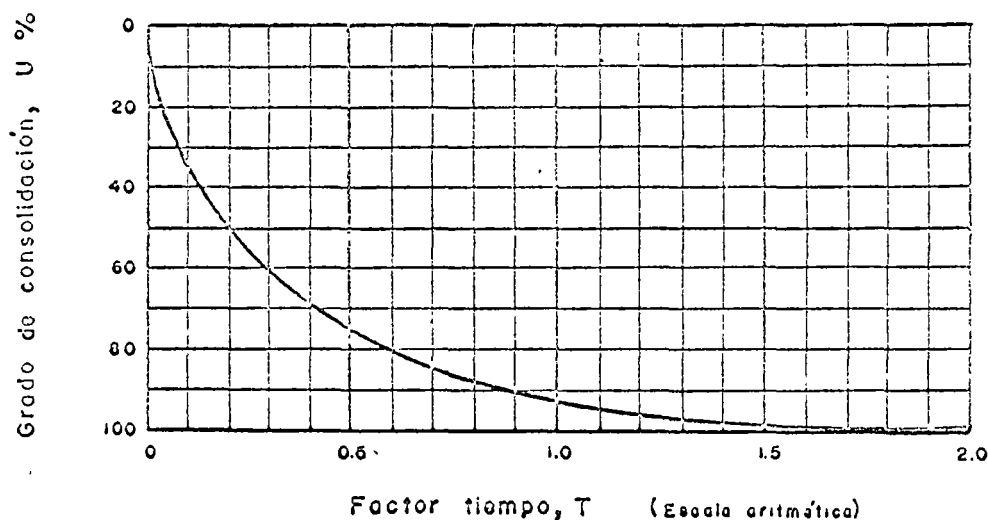
$$U (\%) = 100 \left[ 1 - \frac{\int_0^H u dz}{\Delta p \cdot 2H} \right] \quad (1-44)$$

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

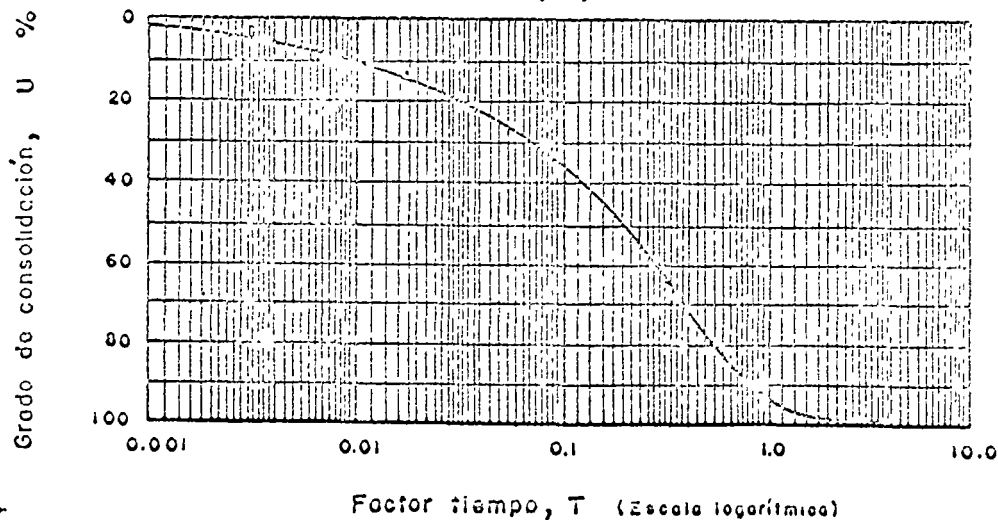
b) Factor tiempo,  $T$ , es la magnitud adimensional:

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

Con estas definiciones, substituyendo la expresión



(a)



(b)

Figura 1-41. Curvas técnicas de consolidación a) Trazado aritmético b) Trazado semi-logarítmico.

(1-15) en la (1-13) y el resultado de tal operación en la (1-11), se tiene:

$$U (\%) = 100 \left[ 1 - \sum_{n=0}^{\infty} \frac{8}{(2n+1)^2 \pi^2} e^{-\frac{(2n+1)^2 \pi^2}{4} T} \right] \quad (1-16)$$

La expresión (1-16) 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 (1-16), 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)  $\Delta p$  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	$\infty$

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 puedan 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

$$T = \frac{k(1+e)}{a_v \gamma_w} \frac{t}{H^2} \quad (1-17)$$

Esta ecuación puede escribirse:

$$t = \frac{a_v \gamma_w H^2}{k(1+e)} T \quad (1-18)$$

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 digresión. 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,  $a_{v1}$  y  $a_{v2}$ , los tiempos,  $t_1$  y  $t_2$ , necesarios para que cada estrato alcance el mismo grado de consolidación, están relacionados como sigue:

$$\frac{t_1}{t_2} = \frac{a_{v1}}{a_{v2}} \quad (1-51)$$

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-

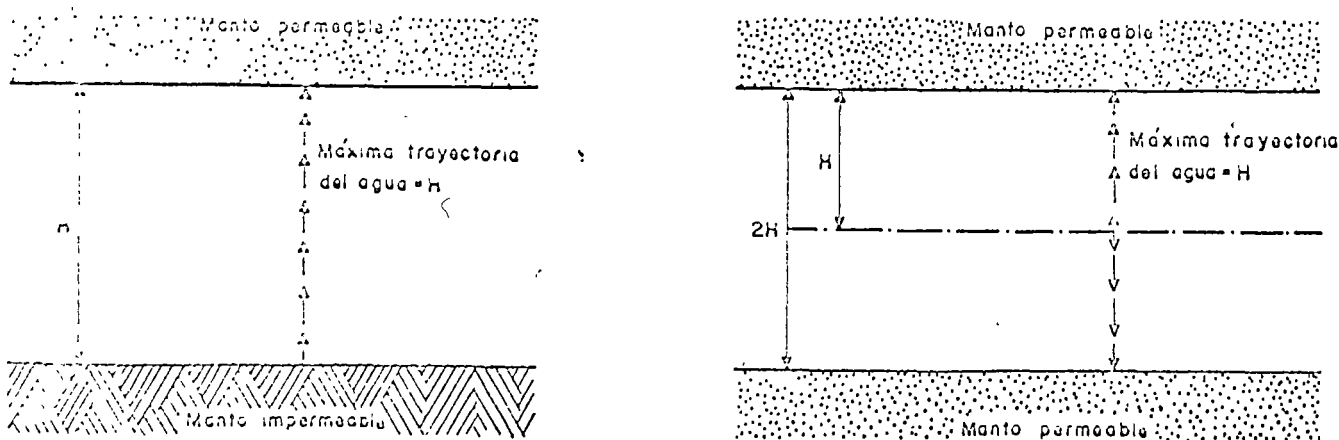


Figura I-32. Esquemas que ilustran el concepto de espesor efectivo que gobierna el tiempo de consolidación.

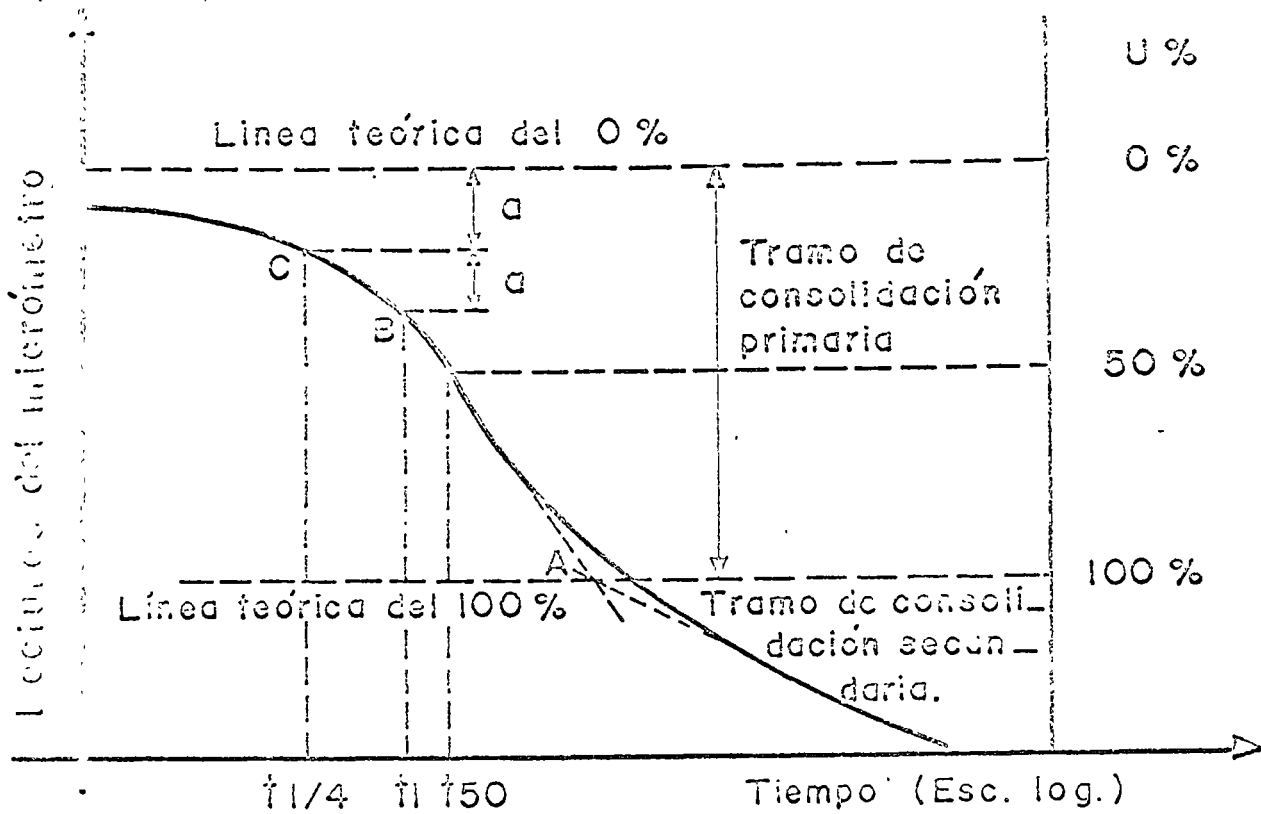


Figura I-33. Determinación de 0% y del 100% de consolidación primaria en una curva de consolidación.

almente, lo que las curvas de consolidación se apartan 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 Terzaghi.

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 por la primera mitad del proceso es prácticamente una línea recta 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 secundaria<sup>1</sup> 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 desarrollo

<sup>1</sup> Esta consolidación se define más adelante en este mismo párrafo.

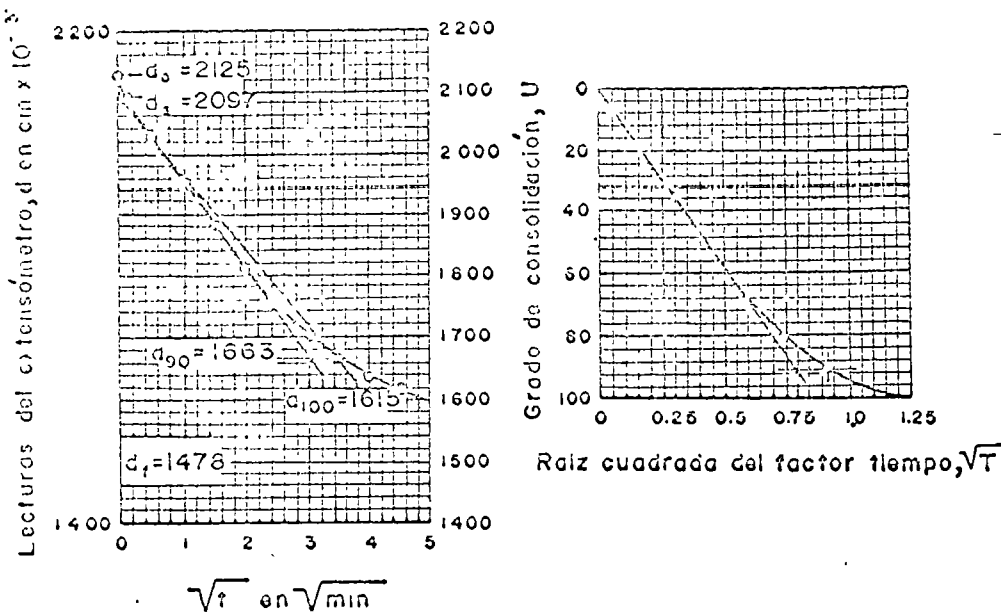


Figura 1-34. Método de Taylor para el cálculo de los valores de  $C_v$ .

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,  $t_1$ , 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 1 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 apega 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

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

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 un papel muy importante 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, determínese, 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  $T$  trázese una horizontal ( $h$ ) y una tangente a la curva ( $t$ ). Determínese 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.

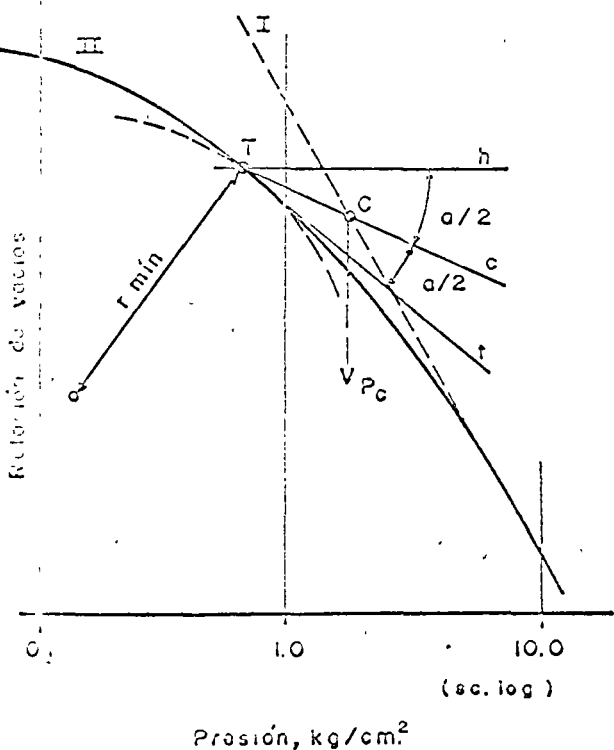


Fig. I-35. Determinación de la carga de preconsolidación

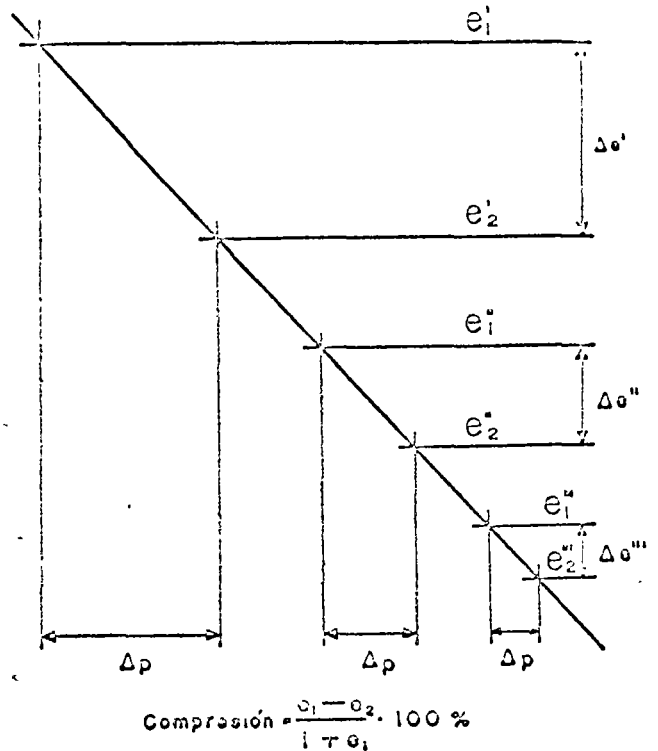


Figura I-36. Esquema que muestra la disminución del asentamiento a mayor  $p_1$  inicial.

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

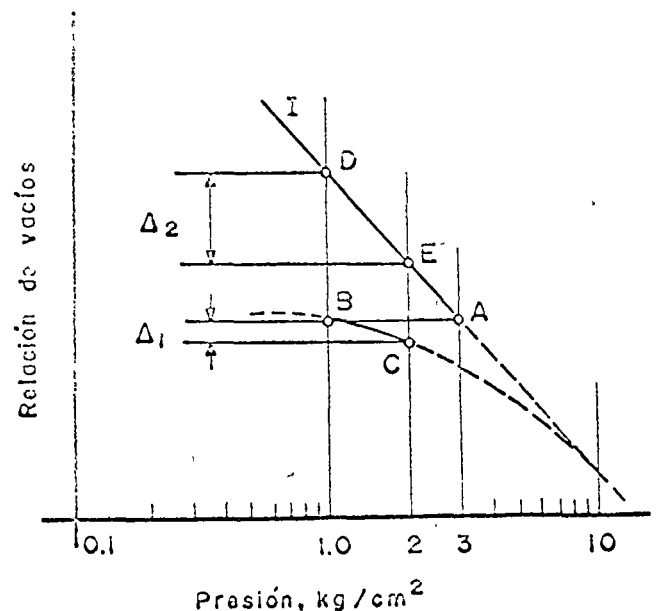


Figura I-37. Influencia de la carga de preconsolidación en el cálculo de asentamientos.



mayor medida por las expansiones a 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  $\Delta p$  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. 1-36 que en el trazado semi-logarítmico el monto del asentamiento total bajo un incremento de presión  $\Delta p$  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. 1-37), si un estrato de arcilla ha soportado alguna vez un colchón que le haya comunicado una presión de 3 kg/cm<sup>2</sup>, que después se haya reducido a 1 kg/cm<sup>2</sup> por erosión y posteriormente aumentado hasta 2 kg/cm<sup>2</sup> 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  $\Delta_1$ . Por lo contrario, si el suelo sólo se hubiese consolidado bajo su carga actual 1 kg/cm<sup>2</sup>, la ley seguida hubiese sido la que ocurre entre  $D$  y  $E$ , que conduce a la compresión  $\Delta_2$ , mucho mayor. Este ejemplo debe ser suficiente para comprender la importancia del concepto carga de preconsolidación, en el análisis de asentamientos.

### 2. Asentamientos y expansiones

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

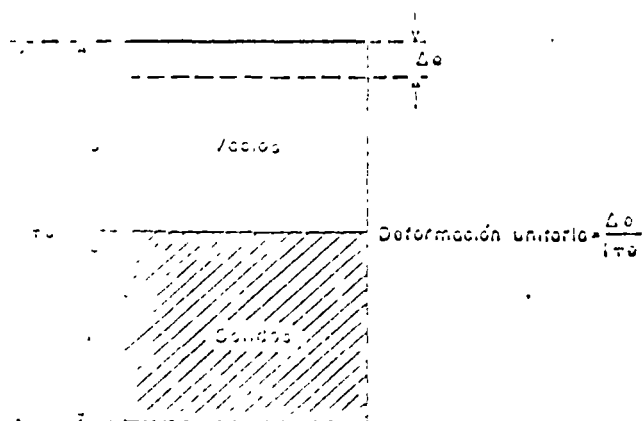


Fig. 1-36. Asentamiento de muestra la obtención del asentamiento de un estrato de suelo.

asentamiento total que un estrato arcilloso 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 pedirá interés, 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; necesitará, 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 ocurrirá 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  $\Delta p$ , actuante en la superficie del mismo, puede determinarse a partir de los datos de una prueba de consolidación y del esquema de la Fig. 1-38.

Si  $\Delta z$  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 evaluar los asentamientos en un caso práctico dado (Fig. I-39).

Si se tienen pruebas de consolidación efectuadas sobre muestras inalteradas representativas de un estrato compresible a diferentes profundidades, se comparará con una curva de compresibilidad para cada prueba, representativa del comportamiento del suelo a esa profundidad (parte a de la Fig. I-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. I-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.

Disto vez la fórmula 1-51 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  $\Delta H$ .

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 dado, 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 justificada, dadas sus limitaciones, no siempre tenidas en cuenta por los que la usan.

El estudio de la evolución de  $\Delta H$  con el tiempo, puede tener en muchos problemas de la ingeniería,

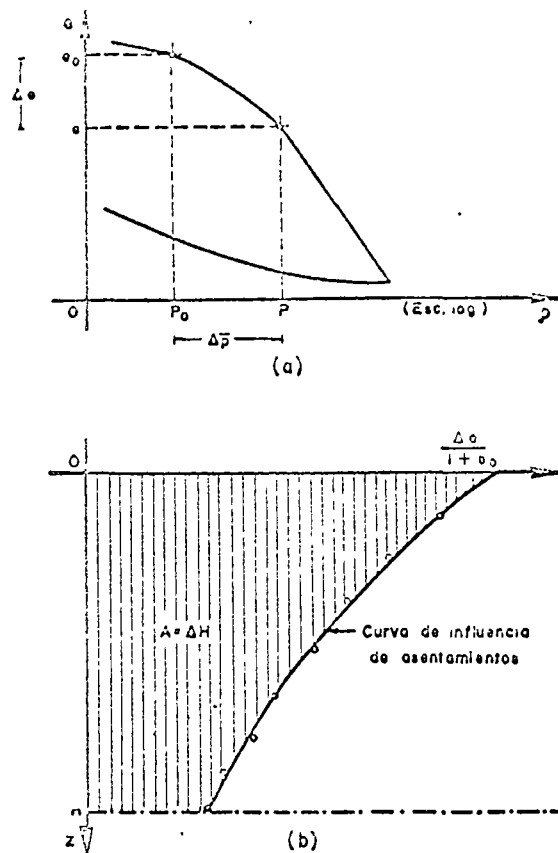


Figura I-39. Métodos para la obtención de la curva de influencia de los asentamientos.

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. I-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  $\Delta p$ , se tomará como  $C_v$  el valor medio de los correspondientes a la zona de la curva cubierta por ese  $\Delta p$ .

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 de presiones, 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, arcilloso 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  $\gamma_m h$  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  $\gamma_m h$ . 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:

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

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.

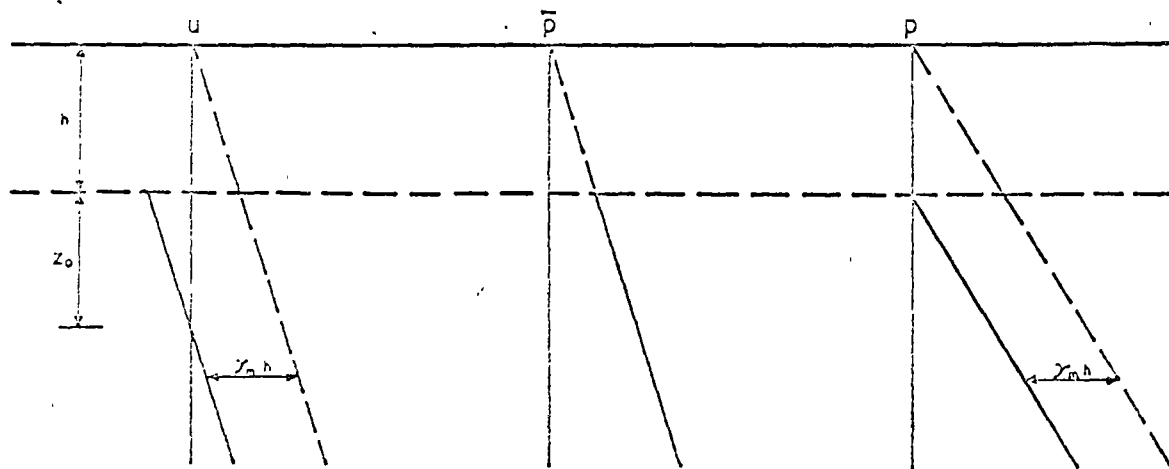


Figura 1-40. Distribución de esfuerzos verticales bajo el fondo de una excavación de extensión infinita.

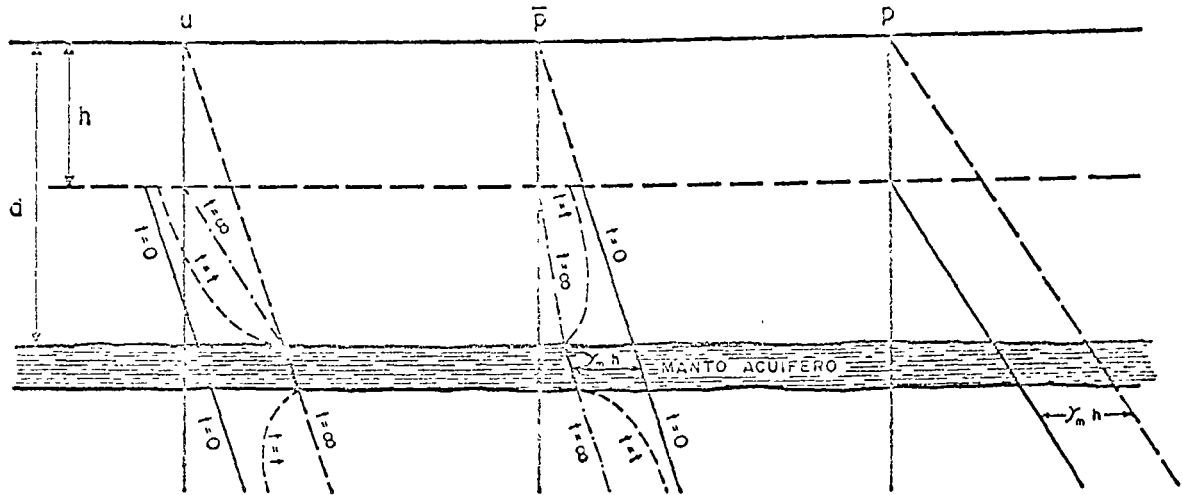


Figura I-41. Distribución de esfuerzos verticales bajo el fondo de una excavación de extensión infinita, con un manto acuífero.

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.

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

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 encuentra el acuífero, la nueva presión efectiva en la zona superior de éste, inmediatamente después de efectuarse la excavación ( $t = 0$ ), será:

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

La profundidad mínima 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 efectiva en el acuífero (subpresión) levante el fondo, produciendo 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  $\bar{p}_1 = \gamma'_m z$  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  $\Delta e$  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, bastaría 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,

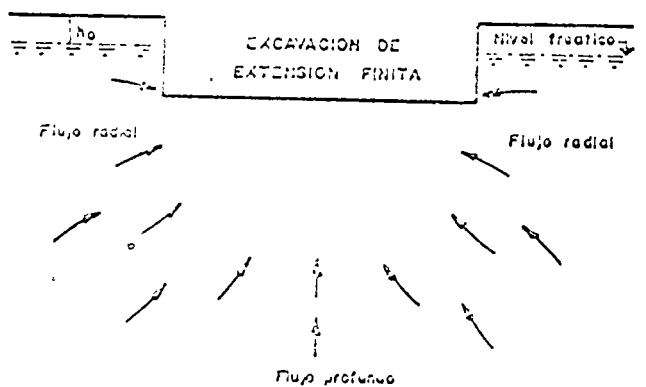


Fig. I-42. Diagrama del flujo de agua hacia una excavación de extensión finita.

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 podrá 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 ésta, 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 neutrales 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 tablestacados 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 neutrales en puntos específicos y en las zonas próximas a ellos, a fin de constituir una verda-

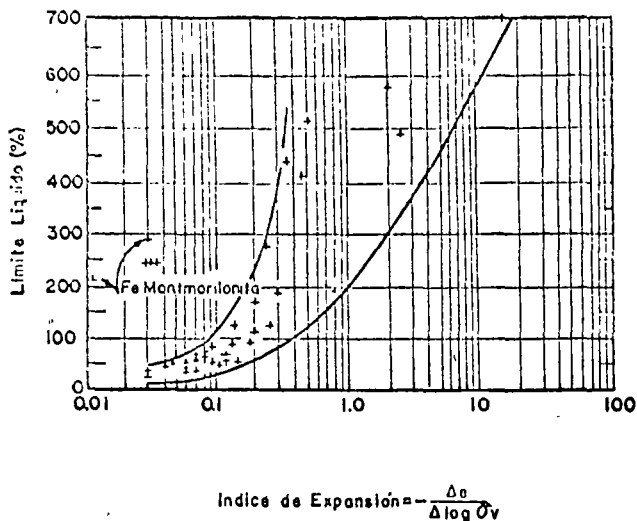


Figura I-43. Correlación entre el Índice de expansión y el límite líquido en suelos finos (Ref. 28).

de la 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

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

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 descarga 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 expanderse. En la figura I-43

(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 2.5 para la montmorillonita 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/cm<sup>2</sup>).

### 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 desearía; 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 siente 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 exigirse. 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

- $\tau_f$  = 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.
- $\sigma$  = esfuerzo normal actuante en el plano de falla.
- $\phi$  = 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  $\phi$  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  $\phi$  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 actúe 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  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  y  $\sigma_3$ ; 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,  $\sigma_2$ . 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  $\sigma_2$  en la falla influye en cierta medida en los parámetros de resistencia  $c$  y  $\phi$  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  $\sigma_2$  a lo largo del proceso de carga que conduce a la falla. Se considera fuera del alcance de este 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.

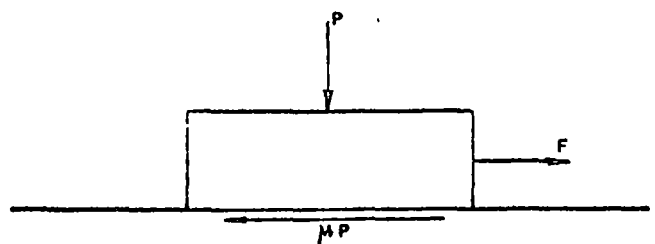


Figura I-44. Concepto mecánico de la fricción.



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

Conviene 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  $\mu$  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,  $\tau$ , 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  $\phi$  era una constante absoluta propia del suelo de que se trataba, 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  $\phi$ . 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  $\lambda$  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  $\phi$ , 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 del 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 kg/cm<sup>2</sup> 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

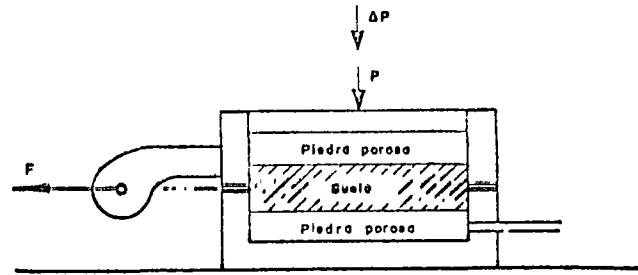


Figura I-45. Esquema para ilustrar la influencia de diversos factores sobre la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo "cohesivo".

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  $\Delta P$ , 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,  $\sigma_1$  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  $\sigma_1$ , de gran magnitud. Si ahora se descarga rápidamente la muestra, quitando la fuerza  $P$  que producía la  $\sigma_1$ , 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  $\sigma_1$ . 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  $\sigma_1$ ; 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

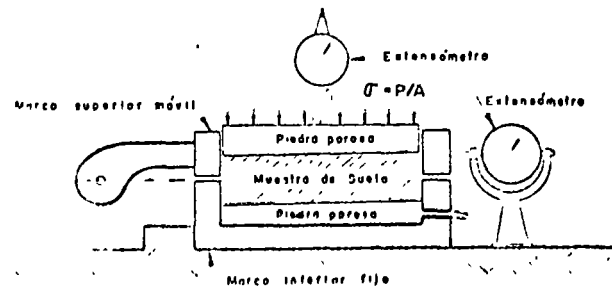


Figura I-46. Esquema del aparato de resistencia al esfuerzo cortante directo.

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,  $\sigma$ ; graduable a voluntad. La deformación se mide con extensómetro, tanto en dirección horizontal como vertical.

De acuerdo a como se fijen 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

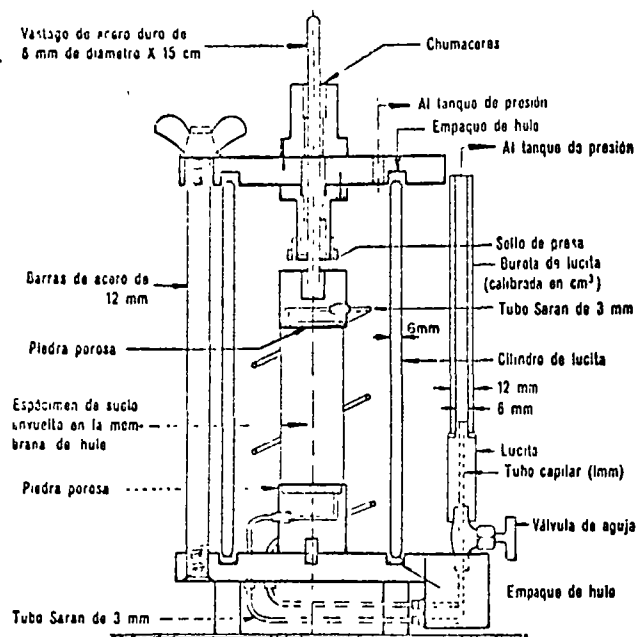


Figura I-47. Cámara de compresión triaxial.

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 neutrales 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-47). 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 ( $\sigma_3$ ). En las bases de éste obra naturalmente también esta misma presión  $\sigma_3$ , 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  $\sigma_1$ , que también es principal y que vale

$$\sigma_1 = \sigma_3 + p$$

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  $\sigma_1$  y  $\sigma_3$  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.

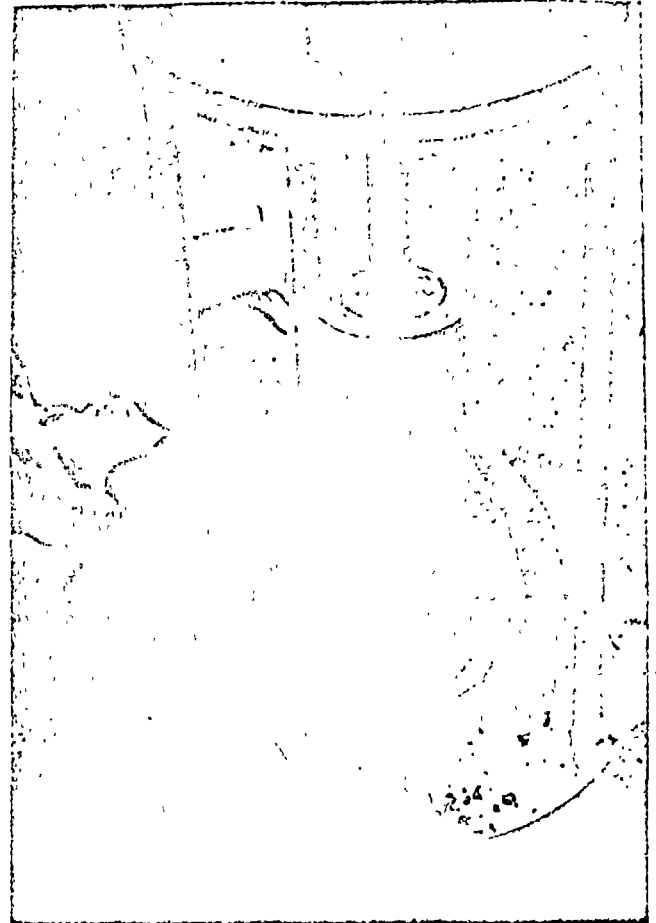
La característica fundamental de la prueba es que los esfuerzos aplicados al espécimen son efectivos. Primeramente se somete al suelo a una presión hidrostática ( $\sigma_3$ ), teniendo abierta la válvula de comunicación con la bureta y dejando transcurrir el tiempo necesario para que haya completa consolidación 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  $\sigma_3$ , como en la primera etapa de la prueba lenta; así el esfuerzo  $\sigma_1$  llega a ser efectivo ( $\sigma_{1e}$ ), 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 permita 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 presión 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 es 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 fallar 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  $C_1$ ).

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,  $\sigma_1$ ; en una prueba de extensión, por el contrario, la presión axial siempre será el esfuerzo principal menor,  $\sigma_3$ .

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  $\sigma_3$  como en la prueba estándar, pero la  $\sigma_1$  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.

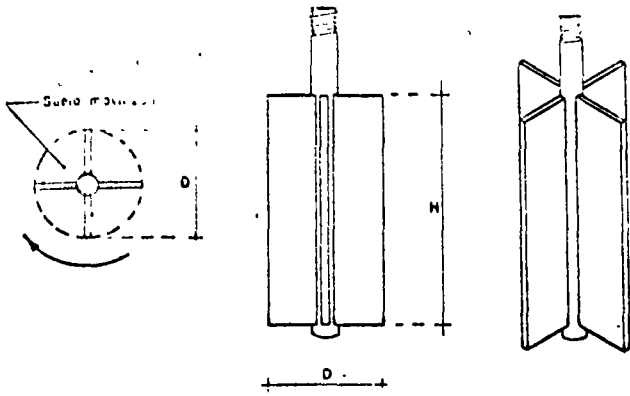


Figura I-18. Aparato de veleta para determinaciones de resistencia al esfuerzo cortante.

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 finamente ligadas a un eje, que es prolongación del vástago (Fig. I-18). 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 48 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 ( $\tau_{\max}$ ).

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 ( $\phi_c$ ) 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  $\phi_c$ . Para fines prácticos es razonable asimilar la curva a una recta que cumpla con las condiciones de la ley (1-64) y en tal caso podrá calcularse de las pruebas el ángulo  $\phi_c$  (estado compacto), necesario para poder aplicar la ecuación (1-64) a los problemas de campo.

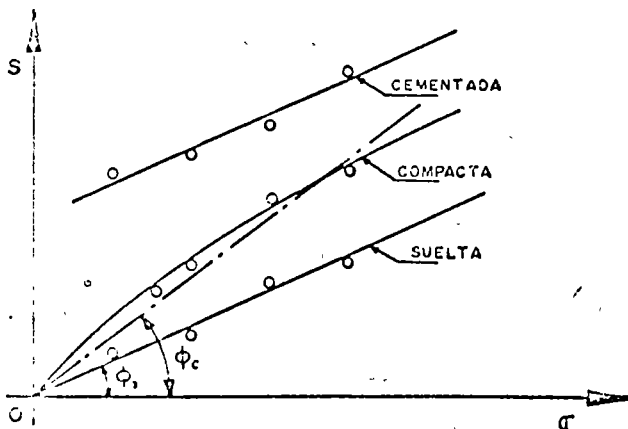


Figura 1-49. Líneas de resistencia para una arena en estado suelto, compacto y cementado.

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  $\phi$  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,  $\gamma_m$ , 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  $\sigma$  al total, según se han definido anteriormente. La experiencia de laboratorio ha demostrado que el valor de  $\phi$  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  $\gamma_s$  aumenta al valor  $\gamma_m$ , 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-

ha 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 ( $\sigma_3$ ) 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 propicias 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/cm<sup>2</sup>, 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  $\tau$  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 1-64, pero considerando en ella a  $\phi$  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-

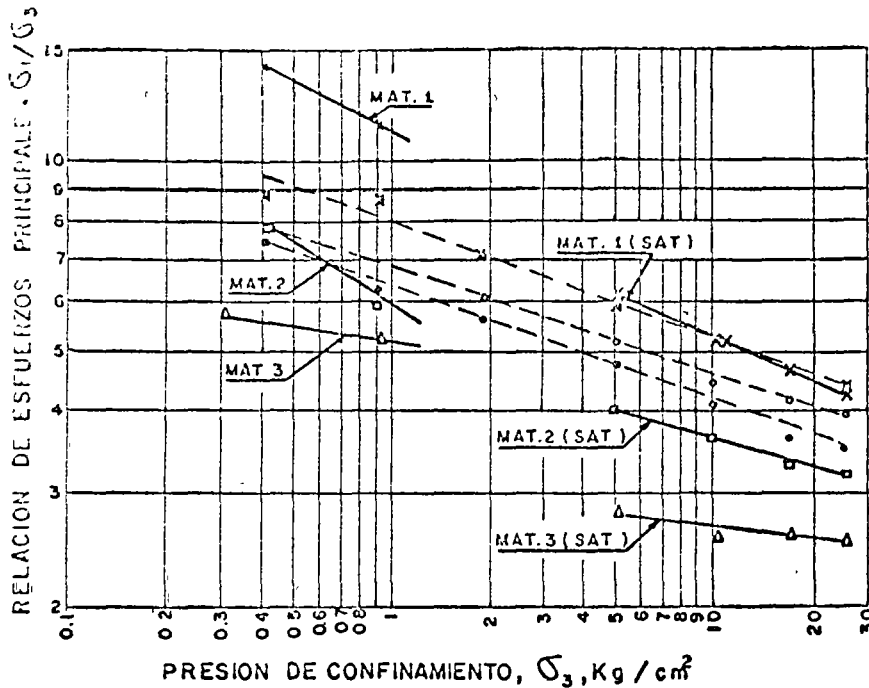


Figura I-50. Relación entre el cociente  $\sigma_1/\sigma_3$  en la falla y  $\sigma_3$  para tres materiales granulares (según Ref. 24).

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.

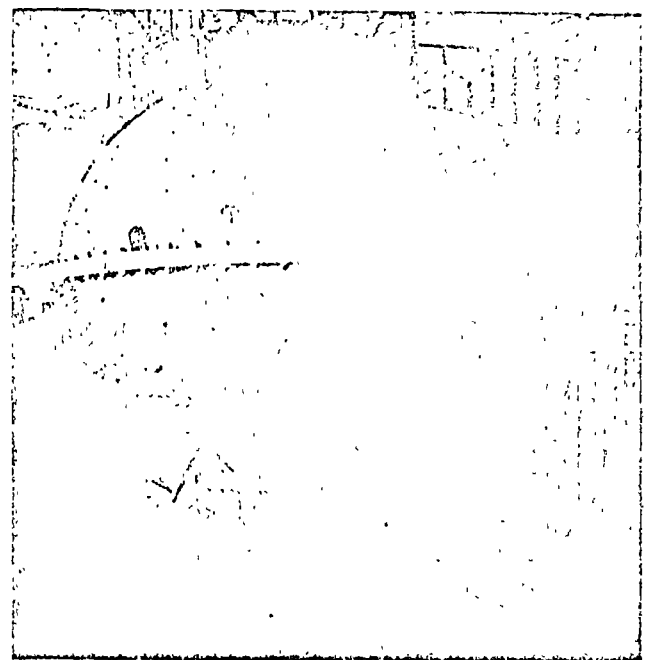
Se considerará en primer lugar el efecto del esfuerzo confinante  $\sigma_3$  utilizado en la prueba. Ya se ha dicho que dicho esfuerzo es fundamental para definir la resistencia adicional que muestra el suelo granular por efecto de acomodo; cuando el esfuerzo confinante aumenta, la componente de resistencia por efecto de acomodo 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 Maisal en la Ref. 24.

La figura presenta resultados para los tres materiales de empujamiento ya mencionados en el párrafo I-111. Aparecen dos series de pruebas; a la izquierda, con presiones de confinamiento relativamente bajas (hasta 1 kg/cm<sup>2</sup>), 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 27 kg/cm<sup>2</sup>. En ambos casos es notable la tendencia señalada de disminución del efecto de acomodo con el aumento de  $\sigma_3$ .

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  $\sigma_3$  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 iniciales. La Fig. I-51 (Ref. 49) ilustra esta tendencia para una arena particular. En la figura se muestra también el valor de  $\phi_{\mu}$ , 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 graves.

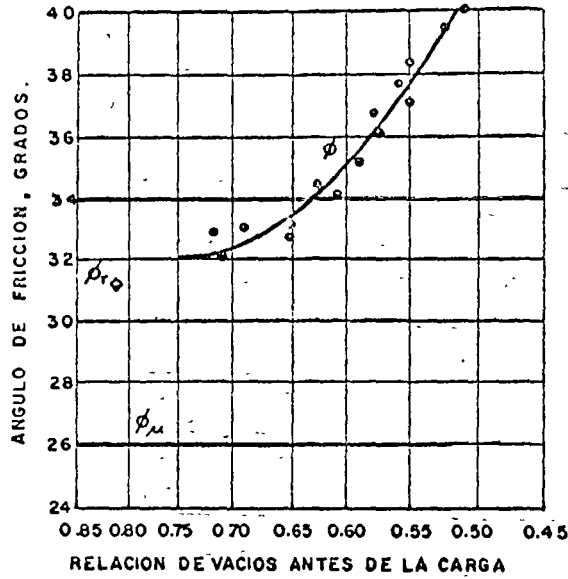


Figura I-51. Ángulo de fricción interna en función de la relación de vacíos inicial de una arena media a fina (según Ref. 49).

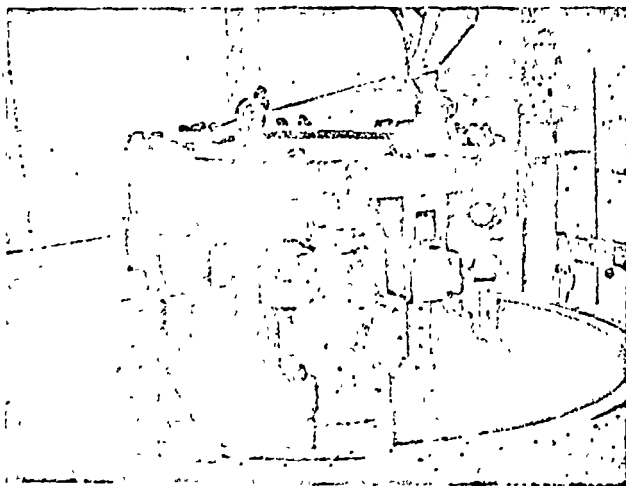
del ángulo de fricción correspondiente a la resistencia residual o última de dicho suelo, así como tampoco en la relación de vacíos con que se llegue a ese estado residual, en el cual el suelo se deformó a volumen constante y con esfuerzo desviador también constante. Este ángulo de resistencia residual es mayor que  $\phi_u$  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,  $\phi$  y la relación de vacíos inicial en varios suelos granulares.

Puesto que los valores de  $\phi_u$ , 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  $\phi$  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).

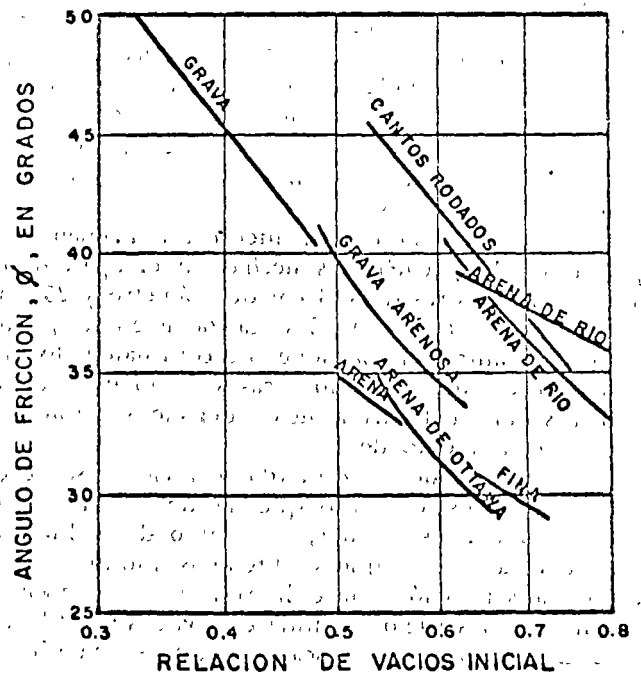


Figura I-52: Valores del ángulo  $\phi$  vs. relación de vacíos inicial en varios suelos granulares (según Ref. 49).

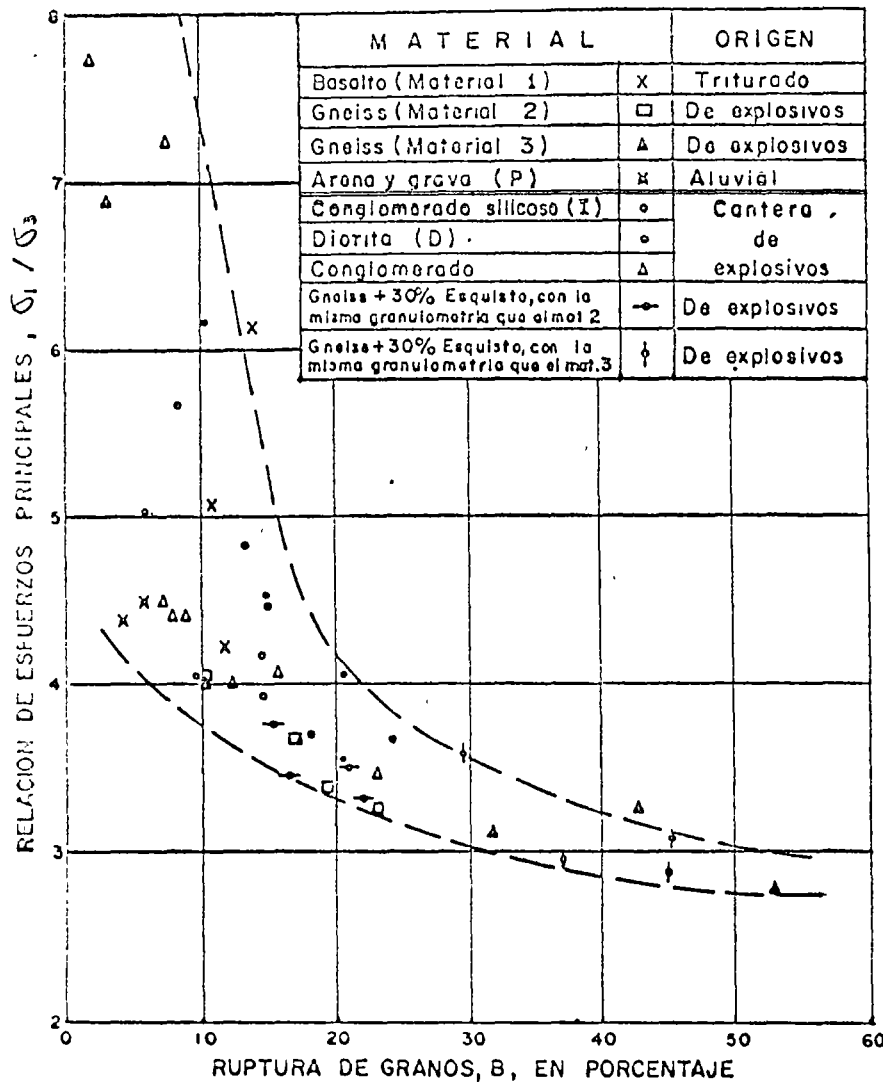


Figura I-53. Correlación de la razón  $\sigma_1/\sigma_3$  en la falla y la ruptura de los granos (según Ref. 24).

y segundo, afecta, según se ve en la Fig. I-52, al valor de  $\phi$  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  $\phi$  para varias granulometrías, compactando siempre la arena con la misma energía.

El procedimiento más común para determinar  $\phi$  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. 24). Al respecto son de interés los datos contenidos en la Fig. I-53. En esta figura puede verse también cómo al aumentar la

presión confinante,  $\sigma_3$ , 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,  $\sigma_3$ , 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 enrocamiento, ambos bajo una presión de confinamiento de 1 kg/cm<sup>2</sup>, y llegó a la conclusión de que son alrededor de dos millones de veces mayores en el enrocamiento 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 enrocamientos, sea en lo relativo a resistencia o a compresibilidad.

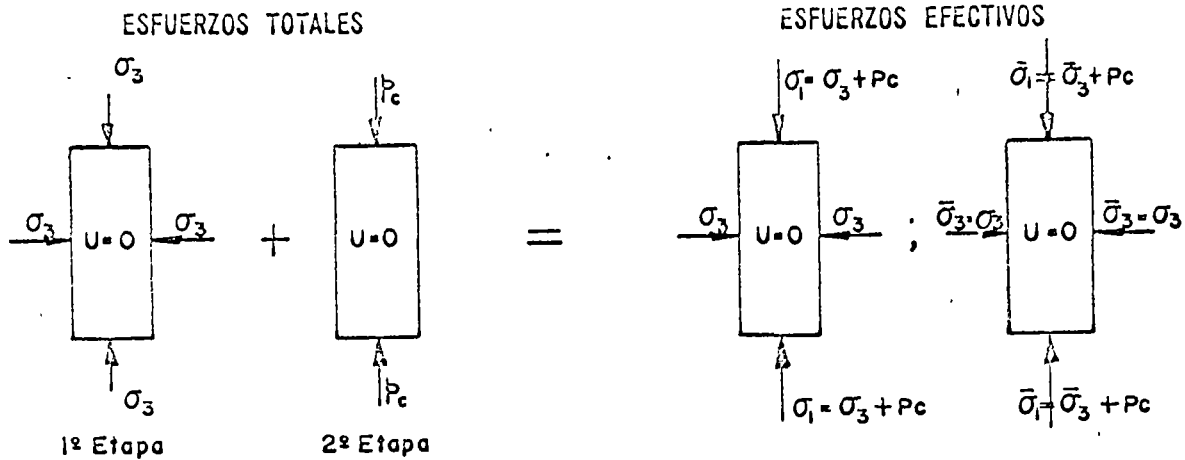


Figura I-54. Distribución de esfuerzos totales y efectivos en prueba de compresión triaxial lenta.

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 ( $\sigma_3$ ) 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,  $\sigma_1$  ( $\sigma_2 = \sigma_3 = K\sigma_1$ ). 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,

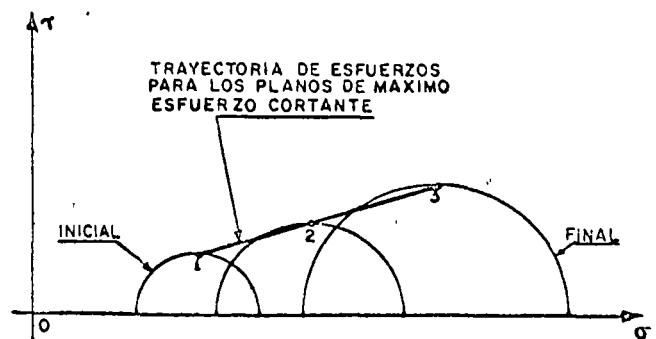


Figura I-55. Círculos de Mohr y trayectoria de esfuerzos en la prueba de consolidación unidimensional.

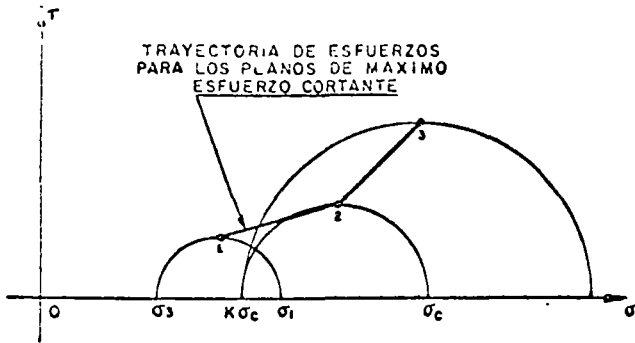


Figura I-56. Trayectoria de esfuerzos en una prueba drenada.

manteniendo constante el esfuerzo lateral,  $\sigma_3$ , 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).

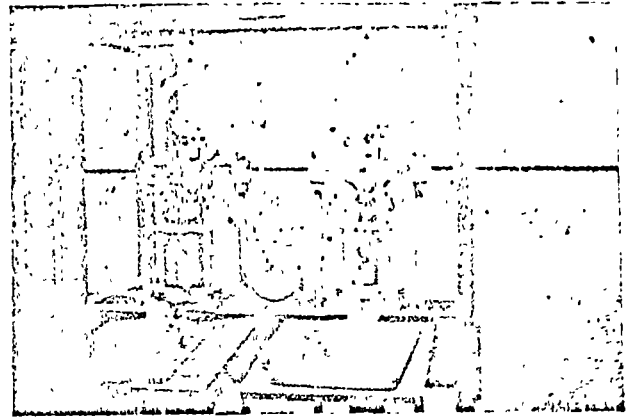
Las pruebas de la Fig. I-56 se hicieron aplicando al espécimen un esfuerzo  $\sigma_1$  con agua y un esfuerzo normal  $\sigma_3$ , mayor que  $\sigma_1$ , lo que equivale a producir en la primera etapa una consolidación anisótropa ( $\sigma_1 > \sigma_3 = \sigma_3$ ), lo cual también es práctica común en los laboratorios. A continuación se aplicó al espécimen un esfuerzo desviador  $\sigma_2$ , 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,  $\sigma$ , 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.

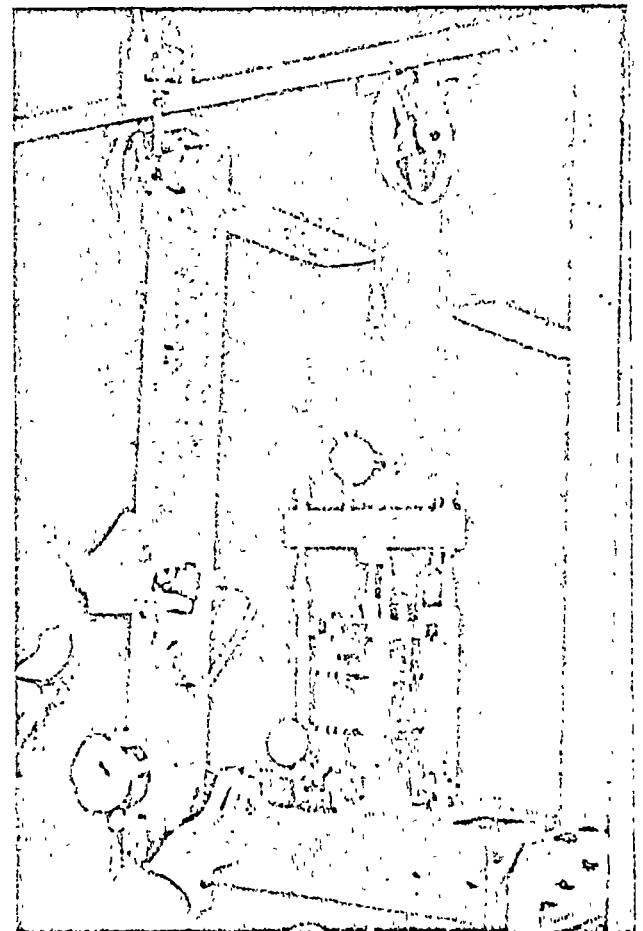
Como un resultado de la consolidación triaxial, durante una prueba lenta (drenada) se reducen en la muestra tanto el espaciamiento entre las partículas, como el contenido de agua; por tal motivo se hacen más fuertes los nexos entre las partículas, en forma proporcional al esfuerzo confinante y, por ello,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



Cámaras triaxiales.

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

El ángulo  $\phi$  se denomina ángulo de resistencia o de fricción interna del suelo cohesivo y suele variar entre  $20^\circ$  y  $30^\circ$ . 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 poro.

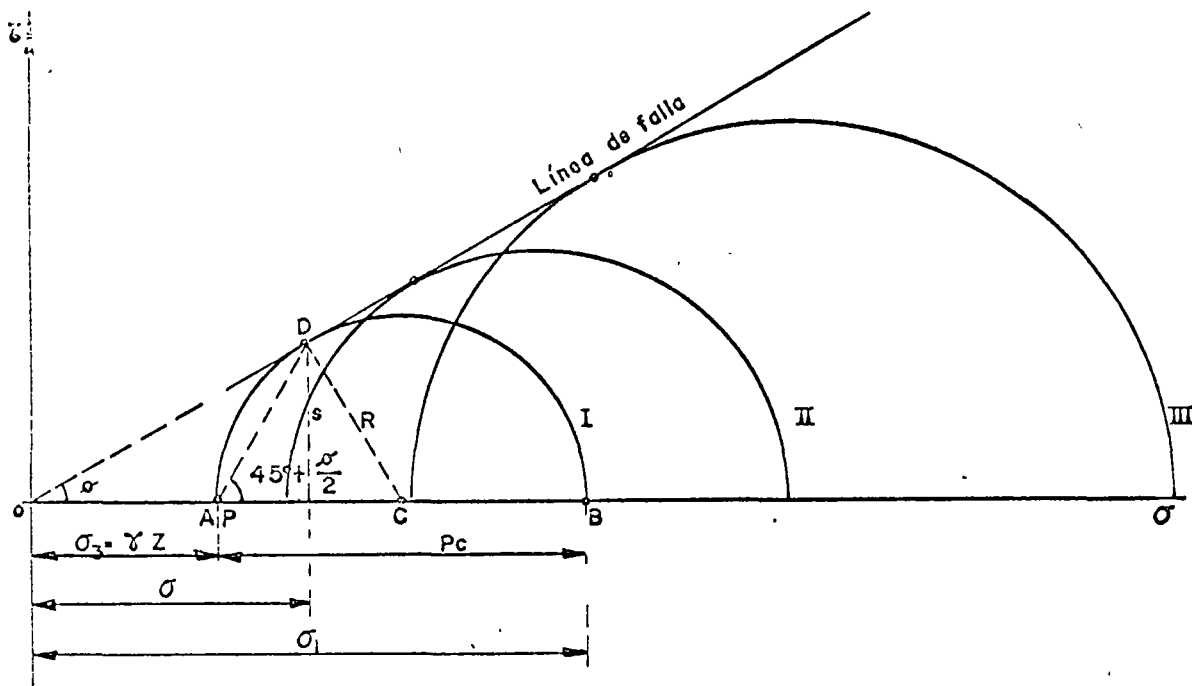


Figura I-57. Línea de falla de arcillas saturadas y normalmente consolidadas en prueba lenta.

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 ( $\sigma_3 < \sigma_c$ ), 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  $\sigma_c$ . 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  $\sigma_c$ . 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

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

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  $\phi_A$  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



crecaje 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  $\sigma_3$ . Es fundamental para la comprensión de la prueba el valor que alcanza 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 cortante. 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 neutras 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. 47), o en pruebas en que

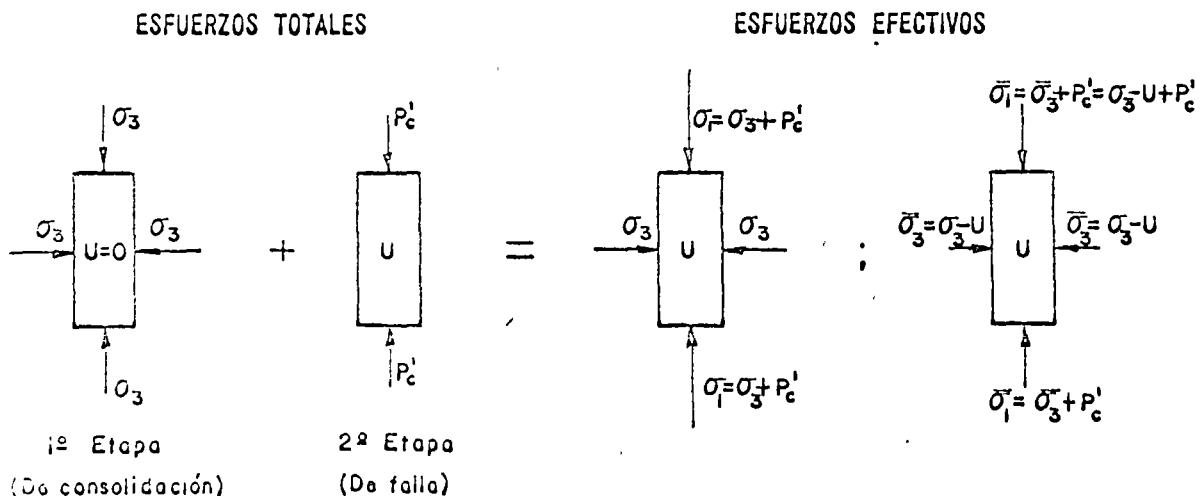


Figura I-58. Distribución de esfuerzos totales y efectivos en prueba de compresión triaxial rápida consolidada.

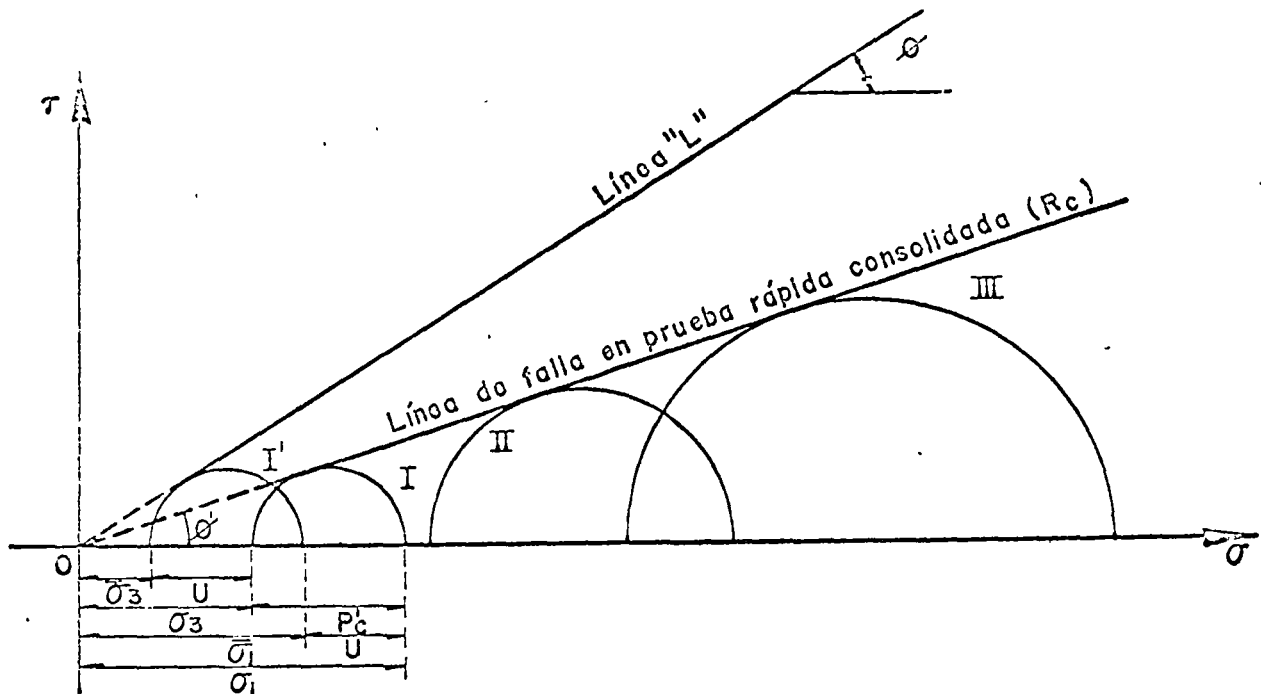


Figura I-59. Línea de falla en prueba rápida-consolidada, en suelos saturados y normalmente consolidados.

se midá 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,  $\sigma_c$ , 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  $\phi_u$  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,  $\phi$ , obtenido de la envolvente de esfuerzos efectivos, tal como se obtendría con pruebas lentas.

El ángulo  $\phi_u$  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. Suelen 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  $\gamma$  es su peso específico, representa un suelo que estaba consolidado a la presión  $\gamma z$ . 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

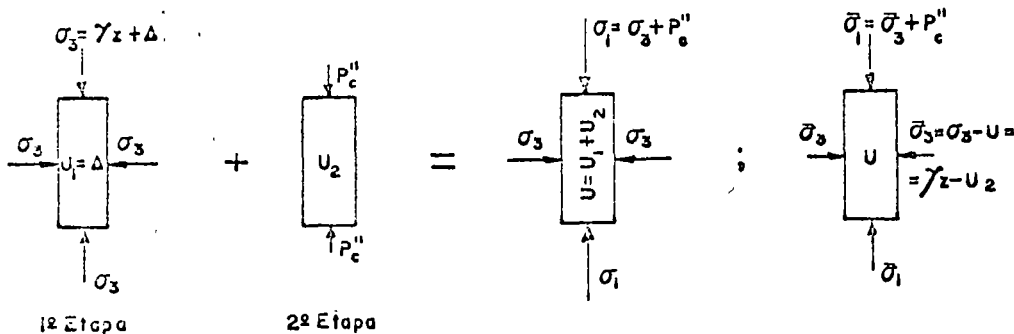


Figura I-60. Distribución de esfuerzos totales y efectivos en prueba de compresión triaxial rápida.

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 varían 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  $\gamma z$  que el suelo tenía en la naturaleza, más un cierto valor arbitrario,  $\Delta$ . 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  $u$ .

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

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

Es de importancia hacer notar que, como se dijo, el valor de los esfuerzos efectivos resulta ser independiente de  $\Delta$ , 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

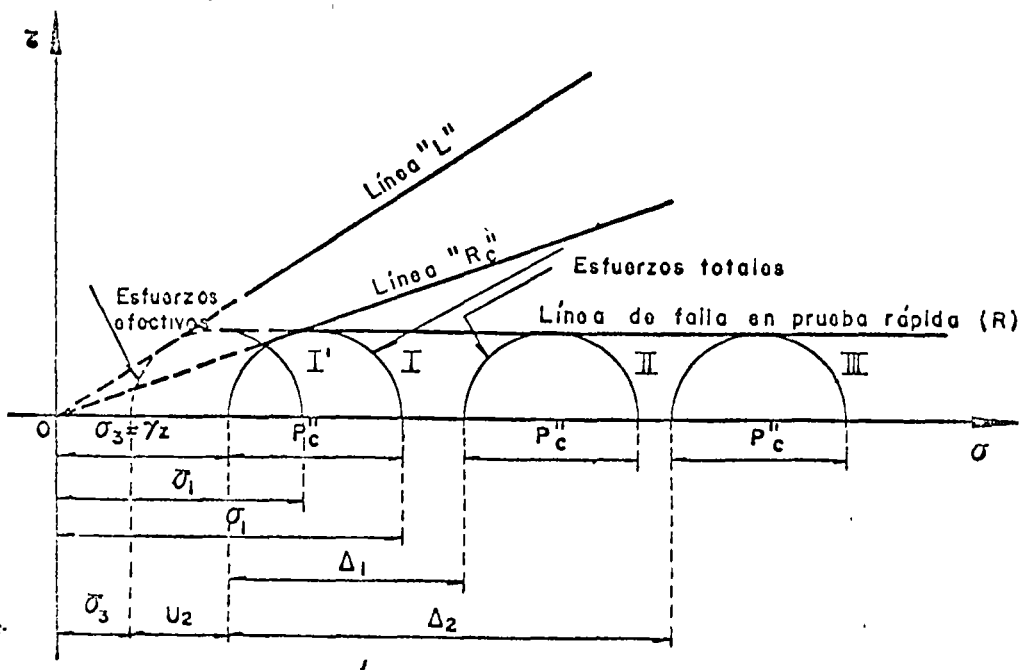


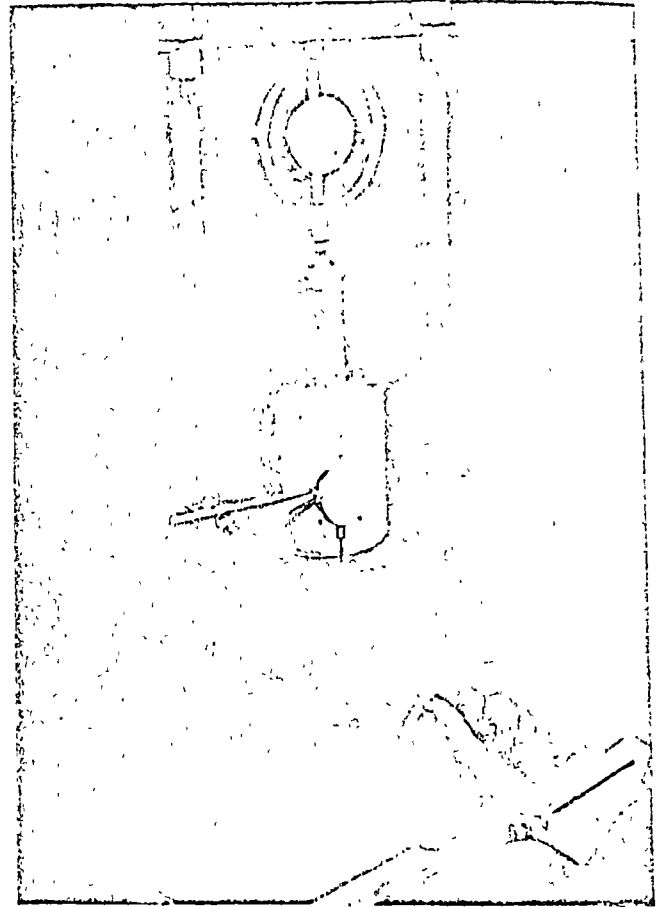
Figura I-61. Línea de falla en prueba triaxial rápida.

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  $45^\circ$ , como lo sería si el ángulo de fricción aparente fuese el realmente representativo de la resistencia friccional de la muestra (éste es naturalmente  $\phi$ , ligado a los esfuerzos efectivos actuantes, que puede medirse en una prueba lenta o en una rápida consolidada con determinación de la presión neutral).

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

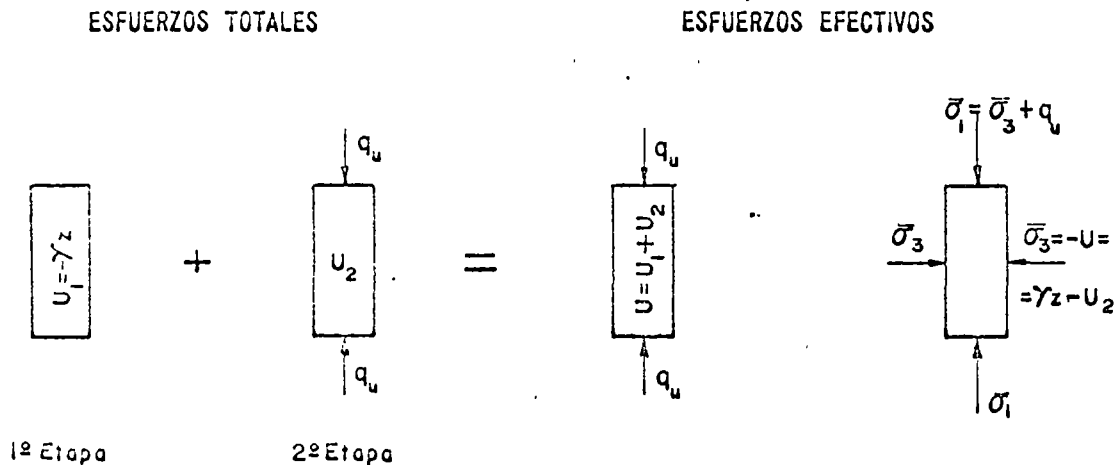


Figura I-62. Distribución de esfuerzos totales y efectivos en prueba de compresión simple.

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 ( $\gamma z$ ) 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 fallar

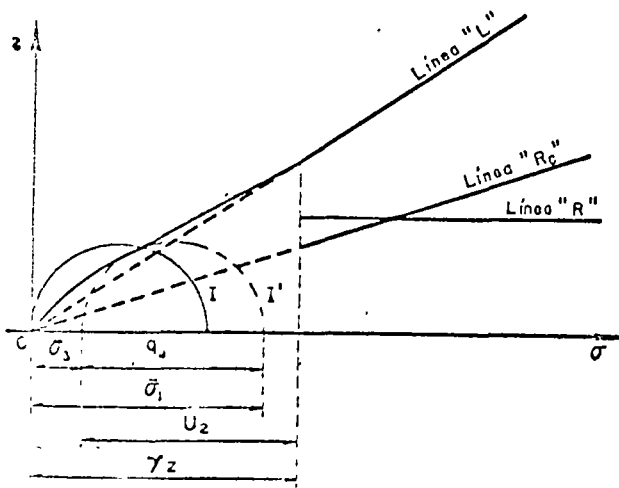


Figura 1-62. Círculos de esfuerzos totales y efectivos en prueba de compresión simple.

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  $\gamma z$ .

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 remoldeado. La pérdida de resistencia entre ambos estados se toma como la medida indicada. Se define así la sensibilidad de un suelo como

$$s_s = \frac{q_u \text{ (inalterado)}}{q_u \text{ (remoldeado)}} \quad (1-72)$$

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:

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

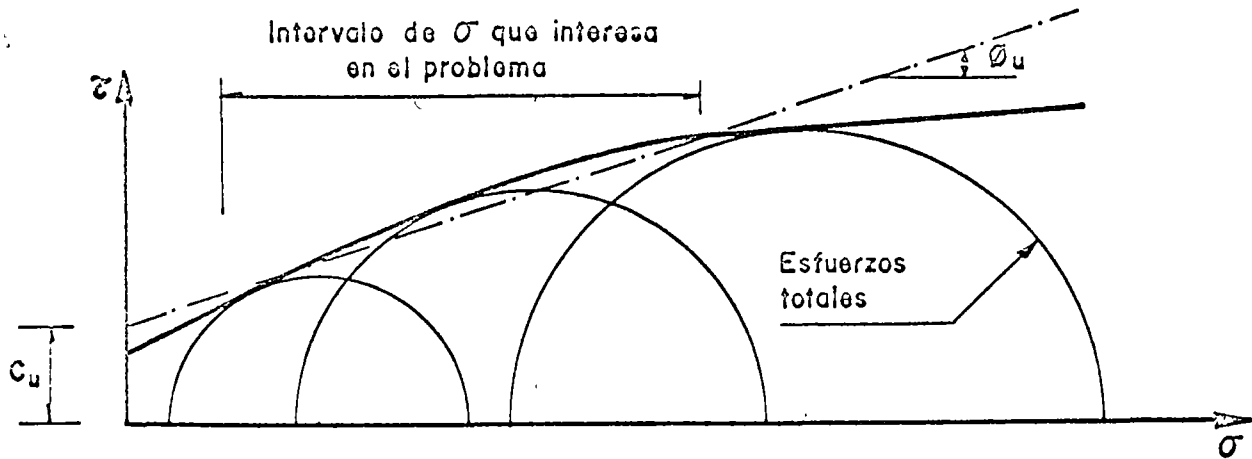


Figura I-64. Prueba triaxial sin drenaje en un suelo parcialmente saturado.

donde  $\bar{\sigma}$  es el esfuerzo efectivo,  $\sigma$  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  $\phi$  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  $\phi$  sólo pueden definirse si se aproxima a una recta aquel tramo de la curva que comprenda al intervalo de esfuerzos normales que rija 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-64 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  $\phi$ ; 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 subsiguientes 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 cir-

cunstancias 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 1-65 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 incorrecciones 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 1-65. Obtención de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo trabajando con esfuerzos efectivos.

do, persiguiendo así fines didácticos. Si  $\sigma$  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 halagüeña; 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 torosas 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 figuren 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 aliento 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 triaxiales; 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.

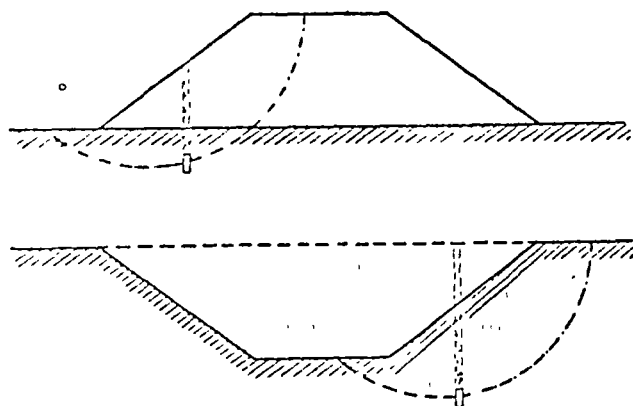


Figura I-66. Variación de la resistencia al esfuerzo cortante en un corte y un terraplén en el mismo suelo arcilloso.

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 variarán 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 corresponderán 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  $\alpha$  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  $\alpha$  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  $\alpha$  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 " $\alpha$ " el "ángulo de fricción aparente". Incluso es usual en las obras sobre la mate-

ria seguir usando los símbolos  $c$  y  $\phi$  para los parámetros de resistencia, pero naturalmente sometiendo a la interpretación moderna. En este sentido han de ser también interpretados los símbolos  $c$  y  $\phi$  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 trató 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,

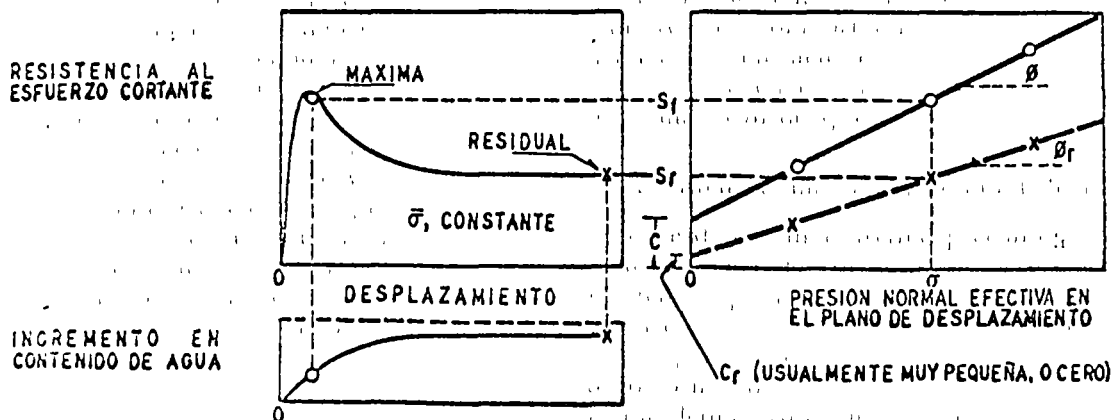


Figura 1-67. Resistencia máxima y residual y característica de resistencia al esfuerzo cortante de una arcilla preconsolidada.

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  $\phi_r$  es menor que el ángulo  $\phi$ . 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. 40), podían 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 laminar 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 fisuras, 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 pieconsolidada o normalmente consolidada; en otras palabras, que  $\phi_r$  es constante para una cierta arcilla, independientemente de su historia de consolidación. Sin embargo, se ha visto que  $\phi_r$  depende de la naturaleza de las partículas minerales. El valor de  $\phi_r$  tiende a disminuir cuando aumenta el porcentaje de partículas menores que dos micras. Skempton reporta valores de  $\phi_r$  del orden de  $10^\circ$ , 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 idgas 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. Limusa-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. Limusa-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. Limusa-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 Cimientos*, 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. Limusa-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*, 5, 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. Limusa-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, 1964.
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, 1964.
44. Hvorslev, M. J. y Kaufman, R. I. Torsion Shear Apparatus and Testing Procedures, *Boletín N° 38*, 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. Limusa-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. Limusa-Wiley, S. A., México, 1972.
52. Lambe, T. W. y Whitman, R. V. *Mecánica de Suelos*, Cap. 26. Limusa-Wiley, S. A., México, 1972.
53. Skempton, A. W., The Pore Pressure Coefficients A and B, *Geotechnique*, Vol. IV, 1954.
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.



IDENTIFICACION DE SUELOS Y ROCAS.

## 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.<sup>1</sup>

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 mejor 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 (0.074 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 7.6 cm (3"). El Sistema Unificado nació como medio para clasificar suelos finos únicamente (menores que la malla 200, con 0.074 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-

<sup>1</sup> 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 <sub>t</sub>	-----
	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 <sub>c</sub>	> 7.6 cm (3") Y < 30 cm
		MEDIANOS	F <sub>m</sub>	> 30 cm Y < 1 m
		GRANDES	F <sub>g</sub>	> 1 m
ROCAS	IGNEAS	EXTRUSIVAS	R <sub>ie</sub>	-----
		INTRUSIVAS	R <sub>ii</sub>	-----
	SEDIMENTARIAS	CLASTICAS	R <sub>sc</sub>	-----
		QUIMICAS	R <sub>sq</sub>	-----
		ORGANICAS	R <sub>so</sub>	-----
	METAMORFICAS	NO FOLIADAS	R <sub>mn</sub>	-----
FOLIADAS		R <sub>mf</sub>	-----	

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 (Refs. 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:

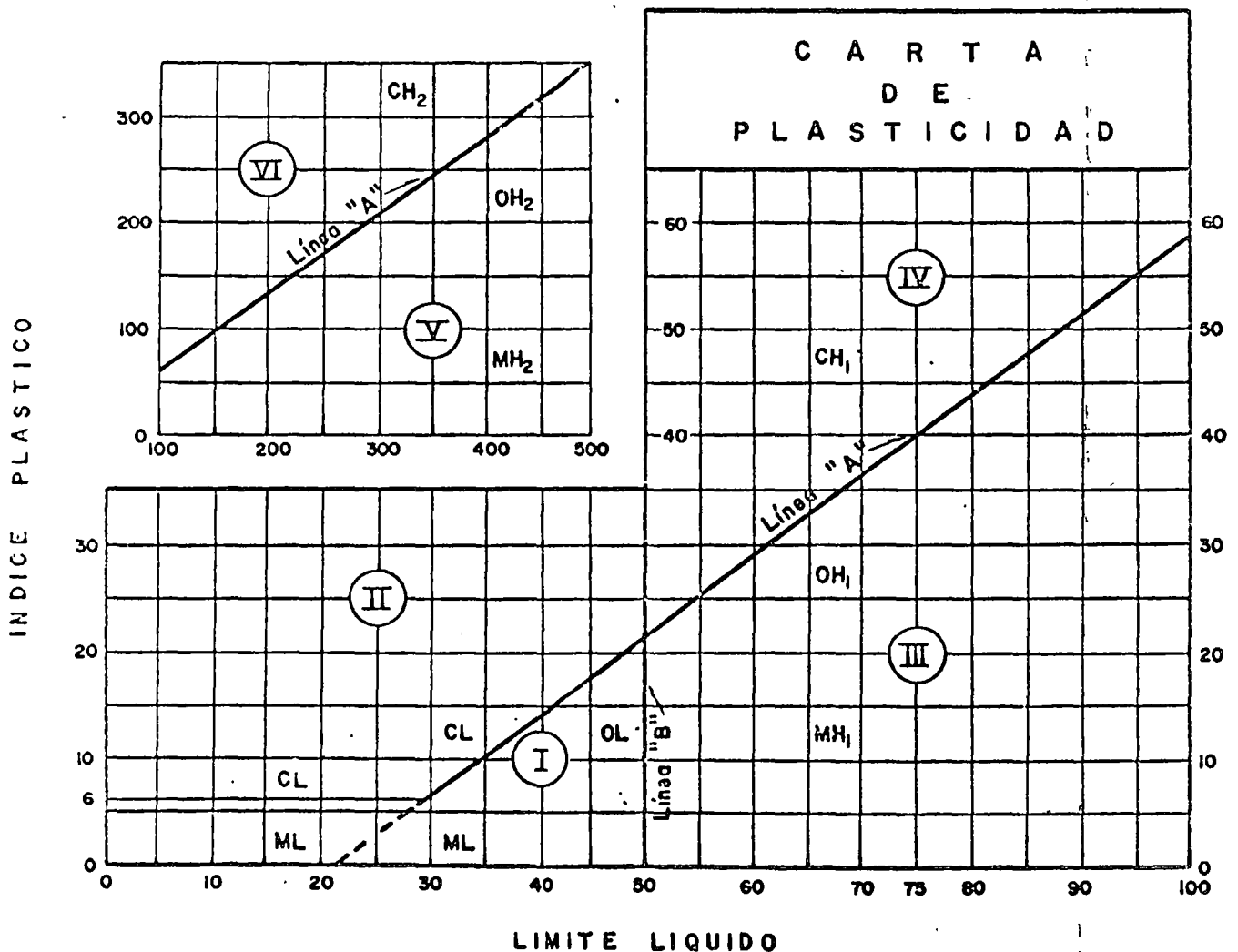


Figura II-1 Carta de plasticidad tal como se usa en la Secretaría de Obras Públicas de México.

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 mediana, 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 alterado, 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 depósi-

tos 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 caolín, derivadas de los feldspatos 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 compacidad.

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 añaden 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 remoldado, 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 partícu-

las, 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 inorgánicos, 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 elasticidad 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-ML) y en muchas arcillas de tipo caolín (ML, ML-CL, MH y MH 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 arcillosos, 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 gradualmente 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, ML, 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 producida 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 ML, 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 7.6 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 7.6 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) *Compacidad*

La compacidad 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				
		SIMBOLOS DEL GRUPO		
SUELOS DE PARTICULAS GRUESAS MAS DE LA MITAD DEL MATERIAL ES RETENIDO EN LA MALLA N° 200 (ϕ) MAS DE LA MITAD DEL MATERIAL PARA IDENTIFICAR LAS FRACCIONES DE SUELO	ARENAS MAS DE LA MITAD DE LA FRACCION GRUESA PASA LA MALLA N° 4 (Uso de la curva granulométrica para identificar las fracciones de suelo)	GRAVAS GRAVAS LIMPAS (POCO O NADA DE PARTICULAS FINAS)	GW	
		GRAVAS CON FINOS (CANT. APPRECIABLE DE PART. FINAS)	GP	
		GRAVAS LIMPAS (POCO O NADA DE PARTICULAS FINAS)	GM	
		GRAVAS CON FINOS (CANT. APPRECIABLE DE PART. FINAS)	GC	
		ARENAS LIMPAS (POCO O NADA DE PARTICULAS FINAS)	SW	
	SUELOS DE PARTICULAS FINAS MAS DE LA MITAD DEL MATERIAL PASA LA MALLA N° 60 (USESE LA CURVA GRANULOMETRICA PARA IDENTIFICAR LAS FRACCIONES DE SUELO)	ARENAS MAS DE LA MITAD DE LA FRACCION GRUESA PASA LA MALLA N° 4 (Uso de la curva granulométrica para identificar las fracciones de suelo)	ARENAS LIMPAS (POCO O NADA DE PARTICULAS FINAS)	SP
		ARENAS CON FINOS (CANT. APPRECIABLE DE PART. FINAS)	SM	
		ARENAS LIMPAS (POCO O NADA DE PARTICULAS FINAS)	SC	
		LIMOS Y ARCILLAS LIMITE LIQUIDO MENOR DE 60	ML	
		LIMOS Y ARCILLAS LIMITE LIQUIDO MAYOR DE 60	CL	
SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS		OH		
		PH		

SUELOS DE PARTICULAS GRUESAS		SUELOS DE PARTICULAS FINAS	
COEF. DE UNIFORMIDAD (C <sub>u</sub> ) COEF DE CURVATURA (C <sub>c</sub> ) $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ . MAYOR DE 4 $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \cdot D_{60}}$ . ENTRE 1 y 3		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 H. ALTA COMPRESIBILIDAD	
NO SATISFACEN TODOS LOS REQUISITOS DE GRADUACION PARA GW		COMPARANDO SUELOS A IGUAL LIMITE LIQUIDO, LA TENACIDAD Y LA RESISTENCIA EN ESTADO SECO AUMENTAN CON EL INDICE PLASTICO	
LIMITES DE PLASTICIDAD ABAJO DE LA LINEA "A" O I <sub>p</sub> MENOR QUE 6			
LIMITES DE PLASTICIDAD ARRIBA DE LA LINEA "A" CON I <sub>p</sub> MAYOR QUE 6			
$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ . MAYOR DE 8 $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \cdot D_{60}}$ . ENTRE 1 y 8			
NO SATISFACEN TODOS LOS REQUISITOS DE GRADUACION PARA SW			
LIMITES DE PLASTICIDAD ABAJO DE LA LINEA "A" O I <sub>p</sub> MENOR QUE 6		LIMITES DE PLASTICIDAD ABAJO DE LA LINEA "A" O I <sub>p</sub> MENOR QUE 6	
LIMITES DE PLASTICIDAD ARRIBA DE LA LINEA "A" CON I <sub>p</sub> MAYOR QUE 6		LIMITES DE PLASTICIDAD ARRIBA DE LA LINEA "A" CON I <sub>p</sub> MAYOR QUE 6	

PROCEDIMIENTO	
(Excluyendo las partículas m)	
SUELOS DE PARTICULAS GRUESAS	SUELOS DE PARTICULAS FINAS
Más de la mitad del material es retenido en la malla N° 200 (ϕ)	Más de la mitad del material pasa la malla N° 200
(Las partículas de 0.075 mm. de diámetro (malla N° 200) son aproximadamente las mas pequeñas visibles a simple vista)	(Las partículas de 0.075 mm. de diámetro (malla N° 200) son aproximadamente las mas pequeñas visibles a simple vista)
GRAVAS	ARENAS
Más de la mitad de la fracción gruesa es retenida en la malla N° 4	Más de la mitad de la fracción gruesa pasa la malla N° 4
ARENAS	LIMOS Y ARCILLAS
Más de la mitad de la fracción gruesa es retenida en la malla N° 4	LIMOS Y ARCILLAS
LIMOS Y ARCILLAS	LIMOS Y ARCILLAS
LIMOS Y ARCILLAS	LIMOS Y ARCILLAS
SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS	SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS

⚡ TODOS LOS TAMAÑOS DE LAS MALLAS EN ESTA CARTA SON LOS US. STANDARD

\* CLASIFICACION  
⚡ Todos los t

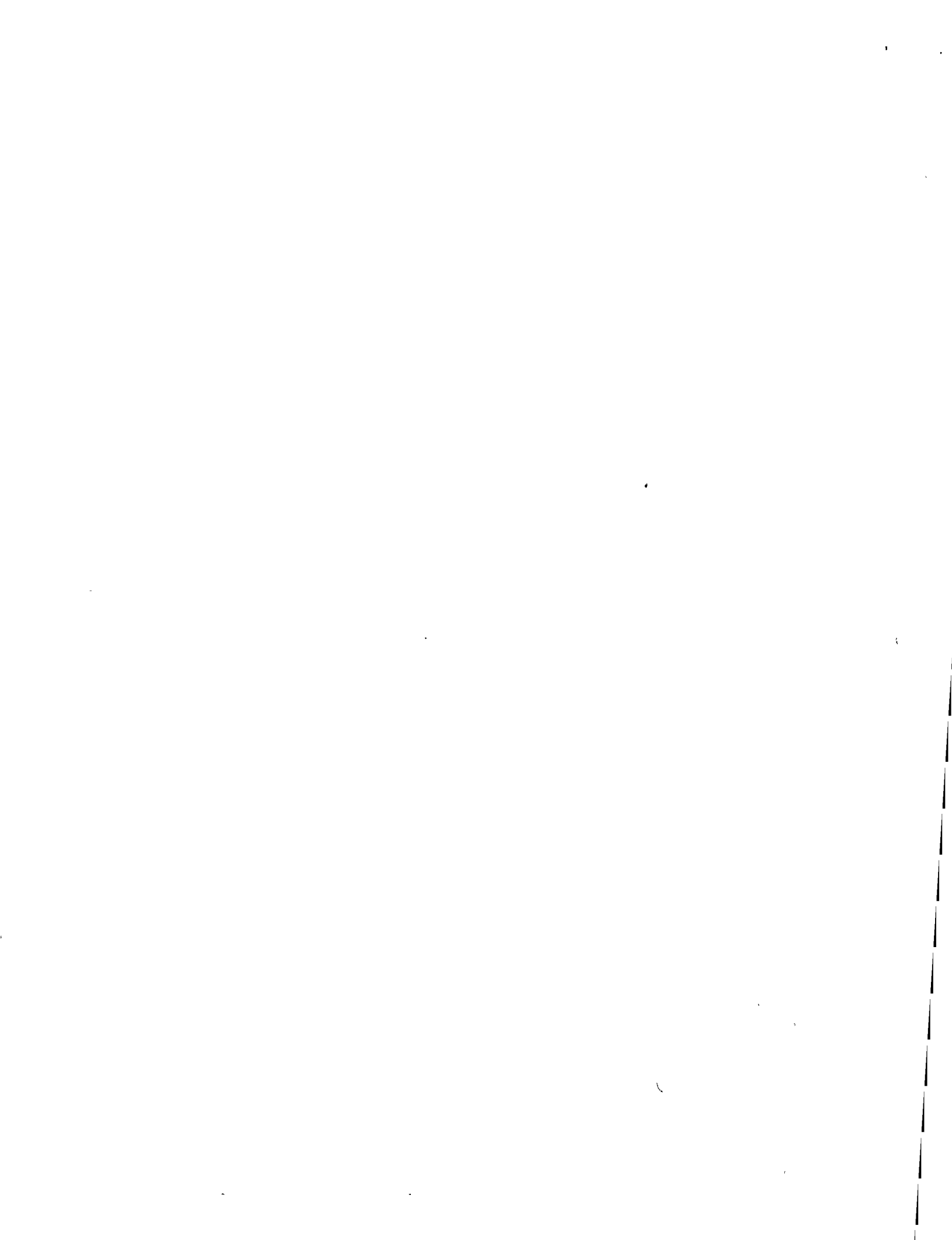


# CADADO DE CLASIFICACION DE SUELOS

(VERSION S.O.P.)

IDENTIFICACION EN EL CAMPO (Medida de 70 cm (3") y basando las fracciones en pesos estimados)			SIMBOLOS DEL GRUPO (*)	NOMBRES TÍPICOS	INFORMACION
GRAVAS LIEVES (Poco o nada 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.	Dese tajos op maximo, cie y du local y g criptiva
	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 con FINOS (Cantidad apreciable de partículas finas)	FRACCION FINA POCO O NADA PLASTICA (PARA IDENTIFICACION VEASE GRUPO ML ABAJO).		GM	GRAVAS LIMOSAS, MEZCLAS DE GRAVA, ARENA Y LIMO	Para cion sob ción, co cas de Ejemplo grava de de tamañ los redor de finos n comprto
	FRACCION FINA PLASTICA (PARA IDENTIFICACION -- VEASE GRUPO CL ABAJO).		GC	GRAVAS ARCILLOSAS, MEZCLAS DE GRAVA - ARENA Y ARCILLA	
ARENAS LIMPAS (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.	Ejemplo grava de de tamañ los redor de finos n comprto
	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 con FINOS (Cantidad apreciable de partículas finas)	FRACCION FINA POCO O NADA PLASTICA (PARA IDENTIFICACION VEASE GRUPO ML ABAJO)		SM	ARENAS LIMOSAS, MEZCLAS DE ARENA Y LIMO	Ejemplo grava de de tamañ los redor de finos n comprto
	FRACCION FINA PLASTICA (PARA IDENTIFICACION -- VEASE GRUPO CL ABAJO).		SC	ARENAS ARCILLOSAS, MEZCLAS DE ARENA Y ARCILLA	
IDENTIFICACION EN LA FRACCION QUE PASA LA MALLA N° 40					
MENOR DE 50	RESISTENCIA EN EDO SECO (CARACTERISTICAS AL ROMPIMIENTO)	DILATANCIA REACCION AL AGUADO	TENACIDAD (CONSISTENCIA CERCA DEL LIMITE PLASTICO)		
	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 POBRES.
	LIGERA A MEDIA	LENTA	LIGERA	OL	LIMOS ORGANICOS Y ARCILLAS LIMOSAS ORGANICAS DE BAJA PLASTICIDAD.
	LIGERA A MEDIA	LENTA A NULA	LIGERA A MEDIA	MH	LIMOS INORGANICOS, LIMOS MICACEOS O DIATOMACEOS, LIMOS ELASTICOS.
	ALTA A MUY ALTA	NULA	ALTA	CH	ARCILLAS INORGANICAS DE ALTA PLASTICIDAD ARCILLAS FRANCAS.
MAJOR DE 50	MEDIA A ALTA	NULA A MUY LENTA	LIGERA A MEDIA	OH	ARCILLAS ORGANICAS DE MEDIA A ALTA PLASTICIDAD, LIMOS ORGANICOS DE MEDIA PLASTICIDAD
	FACILMENTE IDENTIFICABLES POR COLOR OLOR SENSACION ESPONJOSA Y FRECUENTEMENTE POR SU TEXTURA FIBROSA			Pt	TURBA Y OTROS SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS

DE FRONTERA - Los suelos que posean las características de dos grupos se designan con la combinación de los símbolos. Ejemplo GW-OC mezcla de grava y arcilla de acuerdo a las definiciones en este código son los U.S. Standard



T-11-2-B

FORMACION NECESARIA PARA  
DESCRIPCION DE LOS SUELOS

el nombre típico, indíquense los porcentajes aproximados de grava y arena, tamaño — angulosidad, características de la superficie — forma de las partículas gruesas; nombre — geológico, cualquier otra información descriptiva pertinente y el símbolo entre paréntesis.

los suelos inalterados agréguese información de la estructura, estratificación, consistencia en estado inalterado como remoldeado, condiciones de humedad y de drenaje.

Arena limosa, con grava, como un 20% de partículas duras angulosas y de 15 cm. — como máximo, arena gruesa o fina de partículas arredondadas o subangulosas, alrededor de 15% de partículas de baja resistencia en estado seco; y húmeda en el lugar, arena aluvial (SM).

el nombre típico, indíquense el grado y la plasticidad, cantidad y tamaño máximas de las partículas gruesas, color del suelo húmedo, nombre local y geológico, cualquier otra información descriptiva pertinente y el símbolo entre paréntesis.

los suelos inalterados agréguese información de la estructura, estratificación, consistencia en estado inalterado como remoldeado, condiciones de humedad y de drenaje.

Limo arcilloso, café, ligeramente plástico, reducido de arena fina; numerosos — horizontales de raíces, firme y seco en estado (ML)

una 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 fracción 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° 40, prepárese una pastilla de suelo húmedo de aproximadamente 10 cm<sup>3</sup>; 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)

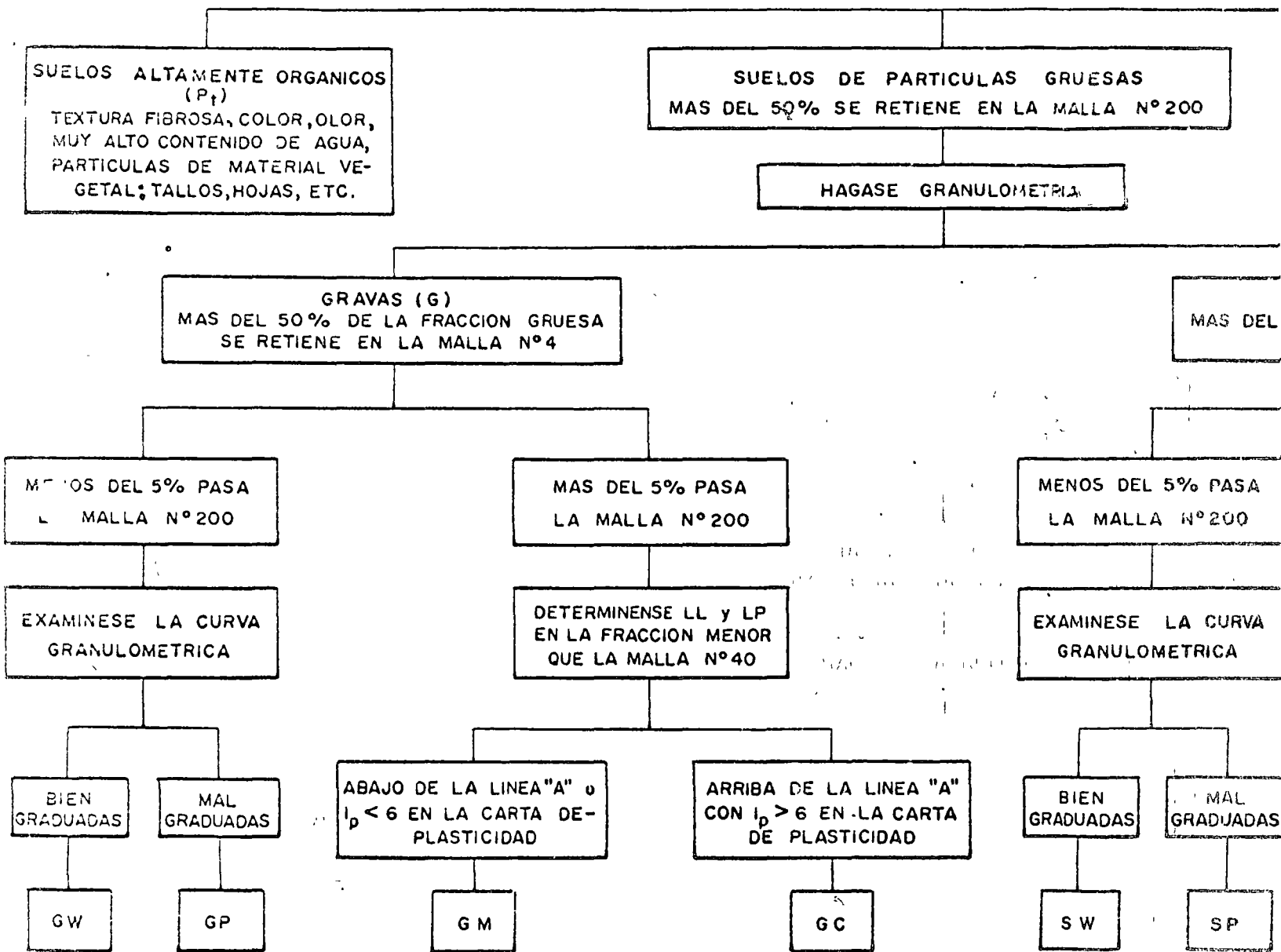
Después de eliminar las partículas mayores que la malla N° 40, moldéese un cilindro de suelo de 2.5 cm de diámetro por 2.5 cm de altura hasta alcanzar una consistencia de masilla, añadiendo agua si es necesario. Déjese secar completamente la pastilla en un horno, al sol o al aire y pruébese su resistencia 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° 40, moldéese un espécimen de aproximadamente 10 cm<sup>3</sup> 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 algo de pérdida de humedad por evaporación. Posteriormente el espécimen se rola a mano sobre una superficie lisa o entre las palmas, hasta hacer un rollito 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.



HAGA  
SI E:  
DE F  
MINE



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.





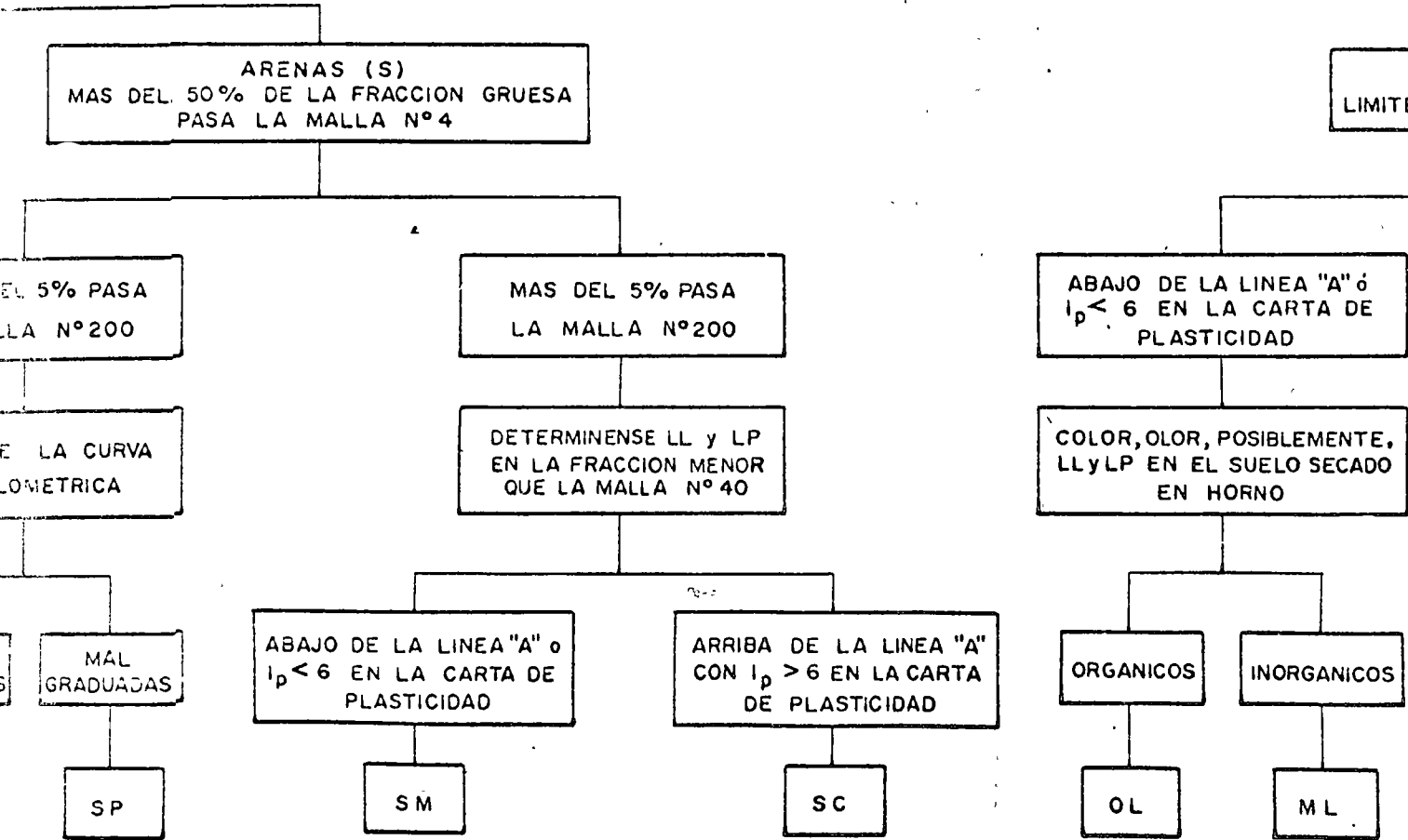
TABLA II-3

PROCEDIMIENTO AUXILIAR PARA IDENTIFICACION DE SUELOS  
 EN EL LABORATORIO  
 S. U. C. S. (versión S.O.P.)

HAGASE UN EXAMEN VISUAL DEL SUELO PARA DETERMINAR SI ES ALTAMENTE ORGANICO, DE PARTICULAS GRUESAS O DE PARTICULAS FINAS, EN LOS CASOS DE FRONTERA DETERMINESE LA CANTIDAD QUE PASA POR LA MALLA N°200.

SI PASA  
 N° 200

LIMITE LIQUIDO



US Standard  
 es de drena-  
 GW-GM, etc



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

LL y LP  
MENOR DE 50

H  
LIMITE LIQUIDO MAYOR DE 50

ARRIBA DE LA LINEA "A" CON  
 $I_p > 6$  EN LA CARTA DE  
PLASTICIDAD

CL

ABAJO DE LA LINEA "A"  
EN LA CARTA DE PLASTICIDAD

COLOR, OLOR, POSIBLEMENTE.  
LL y LP EN EL SUELO SECADO  
EN HORNO

INORGANICOS

MH

ORGANICOS

OH

ARRIBA DE LA LINEA "A"  
EN LA CARTA DE PLASTICIDAD

CH



y 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 SiO <sub>2</sub>	RIOLITA	GRANITO	ROCAS CLARAS
FELDESPATO POTASICO (Ortoclasa) KAlSi <sub>3</sub> O <sub>8</sub>	TRAQUITA	SIENITA	
FELDESPATO SODICO-CALCICO (Plagioclasas) CaAl <sub>2</sub> Si <sub>2</sub> O <sub>8</sub> NaAlSi <sub>3</sub> O <sub>8</sub>	ANDESITA	DIORITA	
	DACITA	GRANODIORITA	
Silicatos Ferromagnesianos: Micas M.B. Hornblenda Piroxena Olivino	BASALTO	GABRO	ROCAS OSCURAS **
	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	AGLOMERADO	
		Sueltas		Consolidadas
		GRAVAS		BRECHAS
		LAPILLI		TOBAS
		ARENAS		ARENISCAS
		CENIZAS		TOBAS
		POLVOS	TOBAS	

\* Includa aquí solo por ser vítreo.

\*\* Rocas básicas.

TABLA II-5

ROCAS SEDIMENTARIAS			
ORIGEN	AGENTE TRANSPORTADOR	SEDIMENTO SUELO	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) *Vítreas*. 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 vítreo 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-

taste con el lustre de vidrio de las rocas de textura vítreas. 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 comiencen 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 vítreo 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 cruceros 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) *Gneísisca*. 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) *Apizarrada*. Foliación muy fina en hojas planas, casi rígidamente paralelas, de fácil separación

debido al paralelismo casi perfecto de cristales microscópicos y ultramicroscópicos de minerales laminares, principalmente mica.

4) *Granoblástica*. No foliada o débilmente foliada. 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.

Cuando 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.

Cuando la roca ígnea es de textura vítrea, 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 Oxidos, Comunes.

TABLA II-7

MINERAL	FORMA	CRUCERO	DUREZA	DENSIDAD	OTRAS PROPIEDADES
<u>CALCITA</u> - Carbonato de calcio, $\text{CaCO}_3$	"Dientes de perro", o cristales aplanados, con excelente crucero, granular, con crucero, también en masas de grano demasiado fino para ver el crucero con claridad	<u>Tres cruceros muy perfectos, en ángulos oblicuos, que dan a los fragmentos formas romboidales</u>	3	272	Generalmente incolora, blanca o amarilla, o de cualquier color debido a impurezas. Transparente u opaca, la variedad transparente muestra <u>muy fuerte doble refracción</u> (p.e. 1 punto, o través de 1 <sup>o</sup> calcita, aparece como 2) Lustre vítreo u opaco <u>hierve fácilmente con ácido clorhídrico trío, diluido</u>
<u>DOLOMITA</u> - Carbonato de calcio y de magnesio, $\text{CaMg}(\text{CO}_3)_2$	<u>Los cristales, de caras rómbicas muestran buen crucero</u> También se presenta en masas de grano fino	<u>Tres cruceros perfectos en ángulos oblicuos como la calcita.</u>	3.5-4	2.9	Color variable, pero generalmente blanco. Transparente o translúcida Lustre vítreo o aperlado <u>Pulverizada, 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	<u>Un crucero perfecto que da laminas flexibles delgadas</u> Otros 2 son malos perfectos	2	2.2-2.4	<u>Incoloro 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, $\text{NaCl}$	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 translúcida 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 bandedada Puede ser terroso.	Ninguno <u>Fractura conchoidal</u>	5-6.5	2.1-2.3	<u>Color variable en alto grado, a menudo en fajas u ondulado</u> Translúcida u opaca. <u>Lustre parecido al de la cera</u>
<u>CALCEDONIA</u> - (Cuarzo-cryptocristalino) Óxido de silicio, $\text{SiO}_2$	Cristales demasiado pequeños para ser visibles A veces con bandadas muy marcadas También en masas	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 distingue del cuarzo por su lustre, opaco y translúcido

MINERAL	FORMA	CRUCERO	DUREZA	DENSIDAD	OTRAS PROPIEDADES
<u>COBRE</u> - (Cobre nativo) Elemento químico, Cu	Hojas <u>dobladas y retor-</u> <u>cidas y en forma de</u> <u>alambre, granos aplas-</u> <u>tados o redondeados</u>	Ninguno	2.5-3	8.8-8.9	<u>Color de cobre característico</u> pero casi — siempre <u>manchado de verde</u> . <u>Sumamente dúctil</u> y maleable. Excelente conductor del calor y de la electricidad. <u>Muy pesado</u>
<u>ORO</u> - Elemento químico, Au	Macizo o en planchas delgadas, también en- granos aplastados o la- minillas. Son muy raros los cristales distintos	Ninguno	2.5-3	15.6-19.3	<u>Color amarillo de oro característico</u> , y en- raspadora. <u>Extremadamente pesado</u> Muy maleable y dúctil
<u>PLATA</u> - Elemento químico, Ag	En granos aplastados y en escamas, raras veces en forma de alambre, o en cristales en forma de agujas irregulares.	Ninguno.	2.5-3	10-11	<u>Color y raspadura blanco de plata</u> , pero — puede presentar en la superficie color gris o negro. <u>Sumamente dúctil y maleable</u> <u>Muy pesada</u> . Lustre metálico de espejo, on superficie limpia.
<u>CASITERITA</u> - Bióxido de es- taño, SnO <sub>2</sub>	Cristales prismáticos - de 4 caras, bien forma- dos, terminados en pirá- mide, 2 cristales pueden enlazarse para formar- gemelos en forma de — rodilla, también en ma- sas arriñonadas, como cantos de río.	Ninguno. fractura cur- va o irregular.	6-7	7	Parda o negra. Lustre <u>adamantino</u> . Raspadura blanca o amarillo pálido. Principal mineral de estaño.
<u>URANINITA</u> - (Pachblenda) Oxido de uranio, UO <sub>2</sub> o U <sub>3</sub> O <sub>8</sub> .	Cristales regulares de 8 caras, o cúbicos; - maciza	Ninguno, fractura con- choidal o desigual.	5-6	6.5-10	Color negro o negro parduzco. Lustre subme- tálico, resinoso, u opaco. Principal mineral productor de uranio, radio, etc.
<u>CARNOTITA</u> - Vanadato de potasio y uranio, K <sub>2</sub> (UO <sub>2</sub> ) <sub>2</sub> (VO <sub>4</sub> ) <sub>2</sub> ·8H <sub>2</sub> O	Polvo ferroso.	No aparente	Muy suave	Aprox. 4.1	<u>Color brillante amarillo canario</u> . Es mina- ral de vanadio y uranio.

MINERAL	FORMA	CRUCERO	DUREZA	DENSIDAD	OTRAS PROPIEDADES
<p><u>GRANATE</u> - 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.</p>	<p>Generalmente en <u>cris- tales equidimensionales</u>, bien formados, pero - también macizo y granular.</p>	<p>Ninguno. Fractura conchoidal o desigual.</p>	<p>6.5-7.5</p>	<p>3.4 - 4.3</p>	<p>Generalmente <u>rojo, pardo o amarillo</u>, pero puede presentar otros colores. Transparente u opaco. <u>Lustre resinoso o vítreo</u>.</p>
<p><u>SILLIMANITA</u> - (Fibrolita) Silicato de aluminio, <math>Al_2SiO_5</math></p>	<p>En <u>cris- tales largos, del- gados</u>, o fibroso.</p>	<p>Paralelo a lo largo pero raras veces se nota.</p>	<p>6-7</p>	<p>3.2</p>	<p>Gris, blanco, verde gris, o incoloro, <u>cris- tales prismáticos delgados, o en masas de fibras aterciopeladas</u>. Raspadura blanca o incolora.</p>
<p><u>KIANITA o CIANITA</u> - (Distena) Silicato de aluminio, <math>Al_2SiO_5</math></p>	<p><u>Cris- tales largos en for- ma de hoja de cuchillo</u></p>	<p>Uno, perfecto, y otro apenas notable, paralelos a la máxima dimensión del cristal, y una partición muy tosca a través de los cristales.</p>	<p>4-7</p>	<p>3.5-3.7</p>	<p>Incoloro, blanco, o de un <u>color azul claro distintivo</u>. Puede ser rayada con la navaja en sentido paralelo al crucero, pero en el - transversal es más dura que el acero.</p>
<p><u>STAUROLITA</u> Silicato de Fe y Al: <math>Fe(OH)_2(Al_2SiO_5)_2</math></p>	<p><u>Cris- tales prismáticos - robustos y en gemela- ciones en forma de cruz</u></p>	<p>Muy poco notable.</p>	<p>7-7.5</p>	<p>3.7</p>	<p>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.</p>
<p><u>EPIDOTA</u> Un grupo complejo de silicatos de Ca, Fe, Al <math>Ca_2(Al,Fe)_3(SiO_4)_3(OH)</math></p>	<p><u>Cris- tales cortos, de 6 caras</u>, o grupos de cristales radiantes y en masas compactas y - granulares.</p>	<p>Un crucero bueno, en - algunos ejemplares, un segundo crucero, poco notable, hace ángulo de <math>115^\circ</math> con el primero.</p>	<p>6-7</p>	<p>3.4</p>	<p>Color característico <u>verde amarillento</u>, (verde pistache). Lustre vítreo.</p>
<p><u>CLORITA</u>. Un grupo complejo de silicatos hidratados de Mg y Al, que contienen Fe y otros elementos en - pequeña cantidad.</p>	<p>Comunmente en masas <u>foliadas o escamosas</u>, puede presentarse en - cristales tabulares de 6 caras que parecen mica.</p>	<p>Un <u>crucero perfecto</u>, que da laminillas delgadas, flexibles, pero no elásticas.</p>	<p>1-2.5</p>	<p>2.6-3</p>	<p><u>Verde yerba o verde negruzco</u>, Translúcido u opaco. Raspadura verdosa. Lustre vítreo muy fácilmente desintegrable.</p>
<p><u>SERPENTINA</u>. Un grupo-complejo de silicatos hidr- tados de Mg, aprox. <math>H_4Mg_3Si_2O_9</math></p>	<p>Foliada o fibrosa; general- mente maciza.</p>	<p>Por lo común, un solo crucero, pero puede ser en prismas. Fractura - generalmente conchoidal o astillada.</p>	<p>2.5-4</p>	<p>2.5-2.65</p>	<p><u>Tacto suave, algunas veces graso</u>. Color <u>verde puerro o verde negruzco</u>, que varía a rojo parduzco, amarillo, etc. <u>Lustre resinoso o graso</u>. Translúcido u opaco. Raspadura blanca.</p>

MINERAL	FORMA	CRUCERO	DUREZA	DENSIDAD	OTRAS PROPIEDADES
<u>TALCO</u> - Silicato hidratado de Mg, $Mg_3(OH)_2Si_4O_{10}$	En escamas pequeñas y en masas suaves compactas.	Un <u>crucero perfecto</u> que forma escamas y pedacera chica	1	2.8	Blanco, blanco plateado o verde manzana <u>muy suave</u> , con <u>tacto graso</u> Lustre <u>apertado</u> en las superficies de crucero.
<u>KAOLINITA</u> - Silicato hidratado de Al, $H_4Al_2Si_2O_9$ . Representante de 3o 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 <u>Tacto graso</u> <u>Se adhiere a la lengua</u> y <u>se 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).					
<u>GALENA</u> - Sulfuro de plomo, $PbS$ .	Son comunes los cristales <u>cúbicos</u> , pero predominan las masas granulares, de grano grueso a fino.	<u>Tres cruceros cúbicos perfectos</u> , a $90^\circ$ entre sí.	2.5	7.3-7.6	<u>Color gris plateado</u> . Lustre metálico. Raspadura gris plateada o negra grisácea. Es el principal mineral (mena) de plomo.
<u>ESFALERITA</u> - Sulfuro de Cinc (casi siempre contiene un poco de hierro), $ZnS$	Es común en cristales, pero en lo general en masas de grano grueso a fino.	<u>Seis cruceros perfectos</u> , a $60^\circ$ entre sí.	3.5-4	3.9-4.2	El color varía del blanco al negro, pero es comúnmente pardo <u>amarillento</u> <u>Translúcido</u> u opaco. Lustre <u>resinoso</u> o <u>adamantino</u> . Raspadura blanca amarilla pálida o parda. Es el principal mineral de cinc.
<u>PIRITA</u> - ("El oro de los tontos"), Sulfuro de hierro, $FeS_2$	Cristales bien formados comúnmente <u>cúbicos</u> , con caras estriadas; 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 negra verdosa o parduzca Frágil. No es fuente de hierro. Se usaba en la fabricación de ácido Sulfúrico. En general acompaña a minerales de diferentes metales.
<u>CHALCOPIRITA</u> o <u>CALCOPIRITA</u> - Sulfuro de hierro y cobre, $CuFeS_2$	En masas compactas o diseminadas; rara vez en cristales en forma de cuña.	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 negra verdosa. Se distingue de la pirita por ser más intenso el amarillo y por su menor dureza. Mineral común de cobre.
<u>CHALCOCITA</u> o <u>CALCOCITA</u> (Cobre luciente) Sulfuro cuproso, $Cu_2S$	Maciza, rara vez en cristales de forma toscamente hexagonal. 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 en azul o verde</u> . Raspadura gris oscura <u>Muy pesada</u> Lustre metálico. Mineral importante de cobre.

MINERAL	FORMA	CRUCERO	DUREZA	DENSIDAD	OTRAS PROPIEDADES
<p><u>FELDSPATO PLASIOCLASA</u>-(Feldspatos sódico-cálcicos) Un grupo de soluciones sólidas de silicatos de aluminio, sodio y calcio, <math>NaAlSi_3O_8</math> a <math>CaAl_2Si_2O_8</math></p>	<p>En cristales bien formados y en masas granuladas o con crucero</p>	<p>Dos buenos cruceros - casi en ángulo recto. (<math>86^\circ</math>) No muy claro en algunas rocas volcánicas</p>	<p>6-6.5</p>	<p>2.6-2.7</p>	<p>Generalmente blanco o gris, 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 mejor crucero, de <u>estrías</u> (líneas finas paralelas).</p>
<p><u>MUSCOVITA</u>-(Mica blanca, cola de pescado) Un silicato complejo de potasio y aluminio, <math>KAl_2Si_3O_{10}(OH)_2</math> 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. Transparente o translúcida. Lustre aperlado o vítreo</p>
<p><u>BIOTITA</u>-(Mica negra) Un silicato complejo de potasio, hierro, aluminio y magnesio, de composición variable, pero aproximada <math>K(Mg, Fe)_3AlSi_3O_{10}(OH)_2</math></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 Translúcida u opaca Lustre aperlado o vítreo. Raspadura blanca o verdosa.</p>
<p><u>PIROXENA(O)</u> 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 <math>90^\circ</math></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 <math>90^\circ</math> 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><u>ANFIBOLA</u>-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>Cristales largos, prismáticos, de 5 caras, también en masas irregulares o fibrosas, con cristales que se entrelazan, y en granos diseminados</p>	<p>Dos buenos cruceros - que se encuentran en ángulos de <math>56^\circ</math> y <math>124^\circ</math></p>	<p>5-6</p>	<p>2.9-3.2</p>	<p>Color negro o verde claro, o aún incolora. Opaca. Lustre vítreo intenso en las superficies de crucero. 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><u>OLIVINO</u> - Silicato de hierro y de magnesio, <math>(Fe, Mg)_2SiO_4</math></p>	<p>Generalmente en granos como de vidrio y en agregados granulados.</p>	<p>Tan débil que es raro verlo. Fractura conchoidal.</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. Transparente o translúcida. Lustre vítreo. Se parece al cuarzo en pequeños fragmentos, pero tiene un color verdoso característico a menos que este alterado.</p>

MINERAL	FORMA	CRUCERO	DUREZA	DENSIDAD	OTRAS PROPIEDADES
CUARZO - (Cristal de roca) Bióxido de silicio, $SiO_2$	Cristales prismáticos de seis caras Terminados por 6 caras triangulares. También macizo	Ninguno o apenas notable <u>Fractura conchoidal</u>	7	2.65	Generalmente <u>incoloro</u> o blanco, pero puede ser amarillo, rosado, pardo ahumado translúcido, y aun negro <u>Transparente</u> u opaco <u>Lustre vítreo o graso</u>
MAGNETITA - Combinación de óxidos ferroso y férrico $Fe_3O_4$	Cristales bien formados, de 8 caras, generalmente en agregados compactos, o granos diseminados o sueltos en la arena	Ninguno Fractura conchoidal o dispereja. Puede partirse en forma que parece crucero	5.5-6.5	5-5.2	<u>Negra Opaca Lustre metálico</u> o submetálica <u>Raspadura negra Fuertemente atraída por un imán</u> La magnetita es un mineral importante de hierro.
HEMATITA - Óxido férrico, $Fe_2O_3$	Sumamente variada, compacta, granular, fibrosa, o terrosa, micácea; rara vez en cristales bien formados.	Ninguno, pero algunos ejemplares fibrosos o micáceos se parten como si tuvieran crucero, fractura desigual o astillado	5-6.5	4.9-5.3	Color gris de acero, pardo rojizo, rojo o negro de hierro <u>Lustre metálico o terroso Raspadura característica roja parduzca</u> La hematita es el mineral de hierro más importante.
"LIMONITA" - El estudio microscópico muestra que el material llamado limonita no es un solo mineral. La mayoría de las "limonitas" es la variedad, en cristales muy finos, del mineral GOETHITA que contiene agua absorbida. Óxido férrico hidratado, con cantidades menores de otros elementos. Aproximadamente: $Fe_2O_3 \cdot H_2O$	Masas compactas o terrosas; puede presentar estructura fibrosa radial	Ninguno. Fractura conchoidal o terrosa.	1-5.5	3.4-4	Color <u>amarillo</u> , pardo o negro. <u>Lustre terroso opaco</u> , que la distingue de la hematita. <u>Raspadura característica parda amarillenta</u> Mineral común de hierro
HELIO - Óxido de hidrógeno $H_2O$	Granos irregulares, pajillas irregulares en forma de flecos, con simetría exagonal, macizo	Ninguno Fractura conchoidal.	1.5	0.9	Incoloro, blanco o azul. <u>Lustre vítreo</u> Funde a $0^\circ C$ . por lo tanto, es líquido a la temperatura del cuarto. <u>Bajo de peso específico</u>

### Silicatos comunes en la formación de las rocas.

FELDESPATO POTÁSICO (Ortoclasa, microclina y sanidina) Silicato de aluminio y de potasio, $KAlSi_3O_8$	Cristales en forma de caja, macizo, con crucero excelente.	Uno perfecto y uno bueno que hacen un ángulo de $90^\circ$	6	2.5-2.6	Generalmente <u>blanco, gris, rosado</u> , o amarillo pálido, rara vez incoloro. Generalmente opaco, pero puede ser transparente en las rocas volcánicas. <u>Vítreo Lustre aperlado</u> en el mejor crucero <u>Se distingue de plagioclasa por la ausencia de estrías</u>
--	--	--	---	---------	---

El 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 (conales) 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 maigas 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 utilidad 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<sub>2</sub>) 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 esquirlas 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 montmorilonítica 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 riolíticas.

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 piroclásticos 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 piedra 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 feldespatos 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 fluía 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 feldespatos 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 feldespatos 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 faldas 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 Manilalco y en Malinaltenango.

4) *Basalto*. El basalto es una roca afanítica de un color gris o negro; la mayor parte de los basaltos no son porfiríticos, 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 feldespatos, 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 Ximolosa, en el norte. En algunas regiones de los estados de Sonora y Sinaloa, en donde está muy alterado, recibe el nombre de Tucuruguay 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 estas masas que caracterizan a una de las superficies de cruce 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 Zitacuaro (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 oscuro, 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 afanítica de grano grueso o fanerítica 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 porfirítico, el nombre de "pórfido" no debe ser aplicado a las rocas porfiríticas que tengan una pasta fundamental de grano grueso, o a corrientes de lava porfirítica que contengan unos cuantos fenocristales diseminados. La primera debe llamarse diorita porfirítica y la última andesita porfirítica, 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-

clalmente 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 otras 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. Aflojan 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 lútil, 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 calcárea, y si predomina el carbonato de calcio, es una caliza arcillosa.

f) *Caliza*. La caliza está compuesta de carbonato de calcio ( $\text{CaCO}_3$ ) 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 tiene 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 rasparse 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) *Habita*. 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 ( $\text{CaSO}_4$ ).

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  $\text{CaCO}_3$  mezclado con los componentes del suelo y tiene utilidad en algunos casos en que se puede emplear como cementante.

## C. ROCAS METAMORFICAS

a) *Cuarcita*. Roca muy dura, granoblástica, de textura sacaróide, 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 esparecida.

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 cruce, 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) *Cloritosquistos*. 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 gabro 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 esquisto 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 esquisto representa un metamorfismo más intenso que el de la pizarra.

f) *Esquisto 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 gabro, del esquisto 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 Vinazco); 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 esquisto, 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 éstas (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 micáceos.

#### NOTA DE LOS AUTORES:

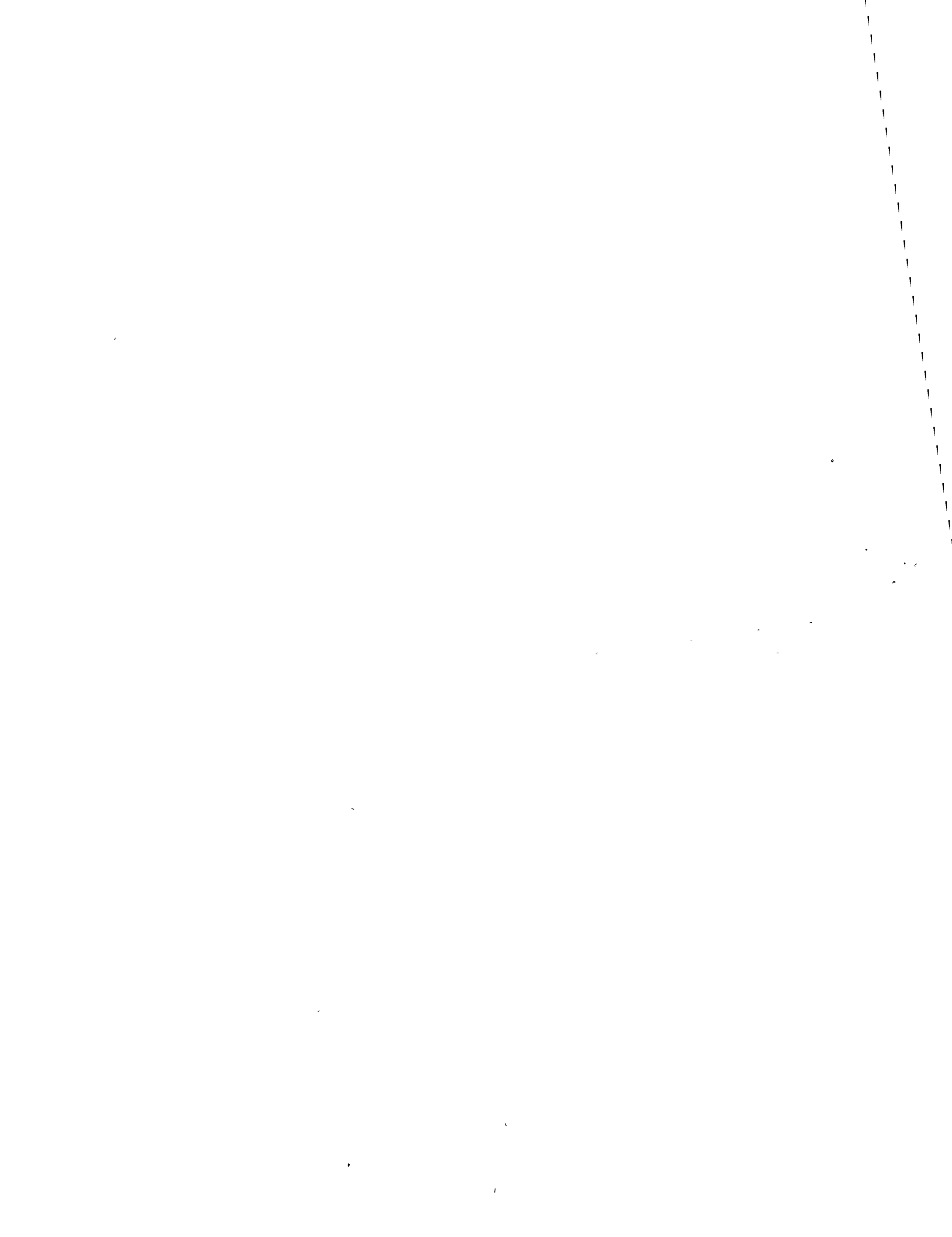
Muchos han sido los especialistas de la Secretaría de Obras Públicas que han contribuido a la adopción del Sistema de Clasificación SOP, incluido en este capítulo. Los trabajos de todos ellos han dado lugar fundamentalmente a dos publicaciones alusivas. Una, de 1965, por los ingenieros Luis M. Agui-

de Mérida, 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 Siliú. La segunda publicación, de 1970, es prácticamente una adopción de la anterior y contiene el sistema de clasificación SPT así como se usa en la actualidad (1971). Esta publicación fue preparada por los ingenieros Domingo Sánchez Rosado, Alfonso Rico y Luis Balcazar 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 mostrar aquí el resultado final de su trabajo.

## REFERENCIAS

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.



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 adquirirse 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 valoración 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 caracter 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 traspiecos 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 semifluida 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 friccionantes 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 inalteradas 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 sondeos 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-1.a. 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 barreno 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 muestreadoras. 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 trípode provisto de una polea, a una altu-

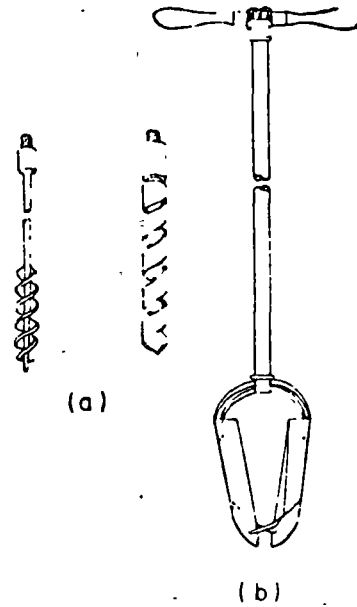


FIG. A-1. Herramientas para sondeos exploratorios por rotación  
a) Barrenos helicoidales  
b) Posteadora

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.

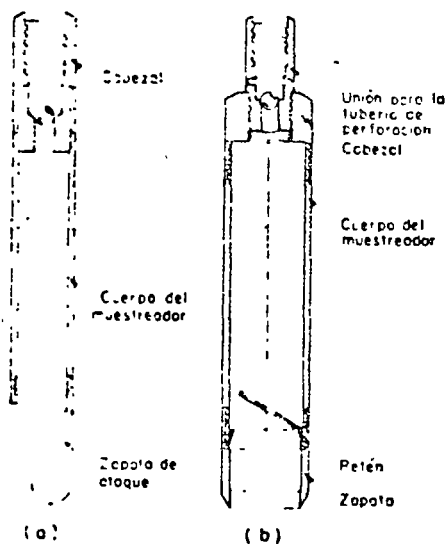


FIG. A-2. Tipos de cucharas muestreadoras

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-

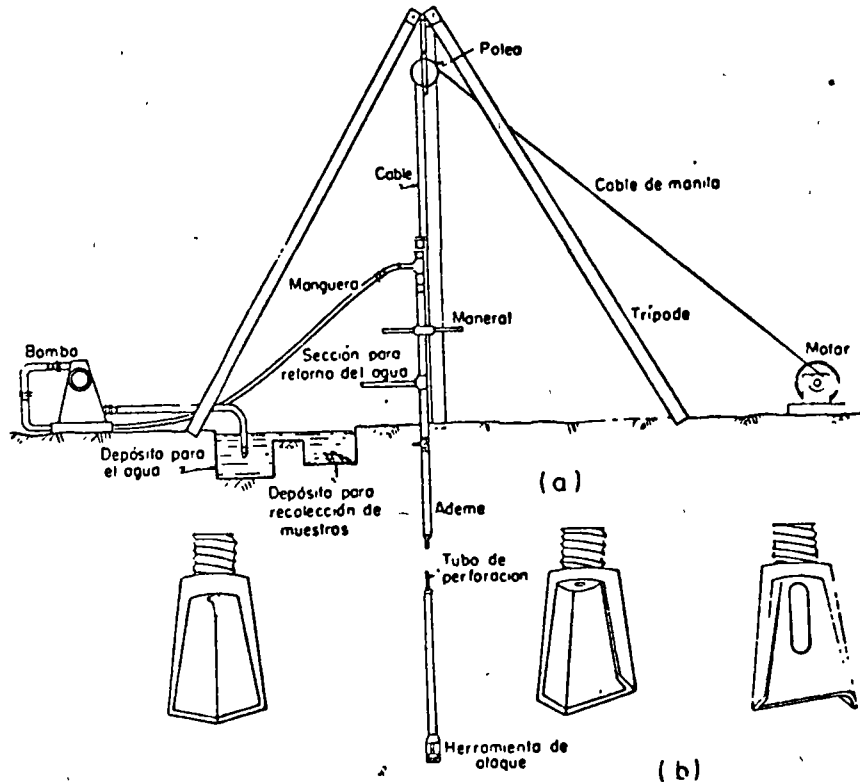


FIG. A-3. Dispositivo para el sondeo por lavado  
a) Conjunto  
b) Barreros de perforación

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.

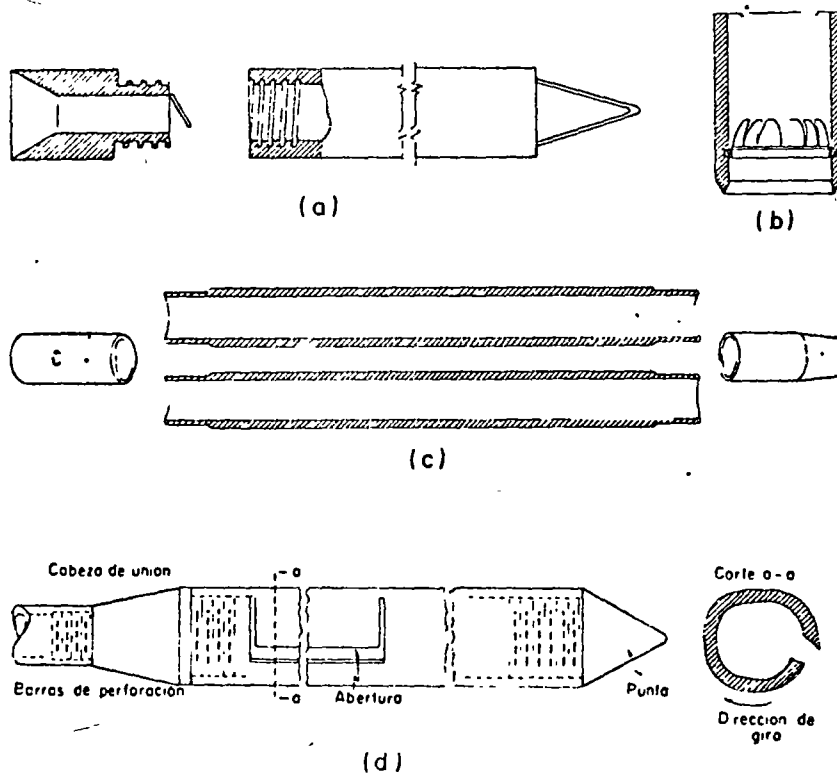


FIG. A-4. Tipos de muestreadores

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

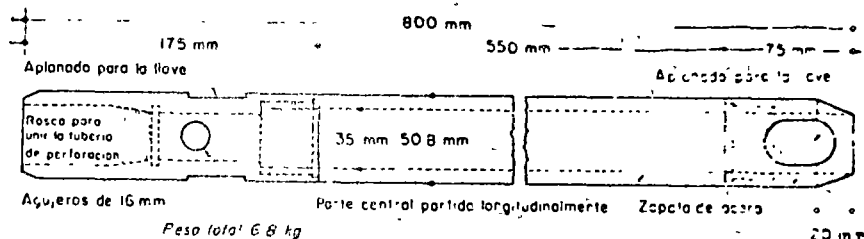


FIG. A 5. Penetrómetros estándar

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 pie). 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,  $\phi$ , 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

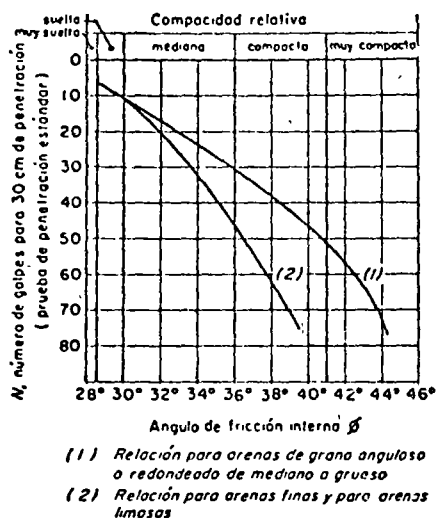


FIG. A-6. Correlación entre el número de golpes para 30 cm de penetración estándar y el ángulo de fricción interna de las arenas

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 correlación<sup>1</sup> 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  $\phi$  mayor que en arenas limpias finas o que en arenas limosas.

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.<sup>1 y 3</sup> En la fig. A-7 se

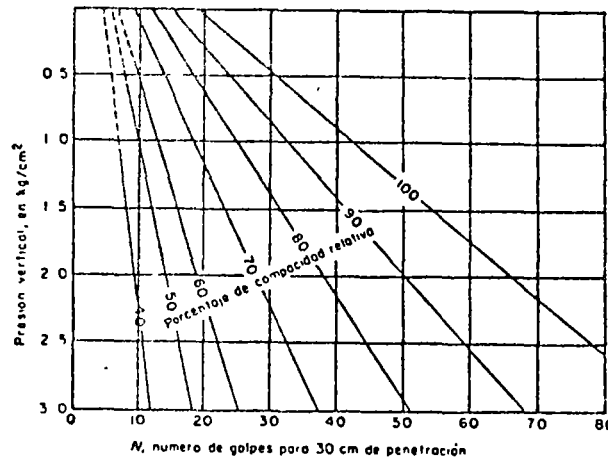


FIG. A-7. Relación entre la penetración estándar, la presión vertical y la compactación relativa para arenas (según ref. 3)

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 Peck<sup>4</sup> dan la correlación que se presenta en la Tabla A-1.

TABLA a-1

Consistencia	No. de golpes, N	Resistencia a la compresión simple, $q_u$
		$Kg/cm^2$
Muy blanda	< 2	< 0.25
Blanda	2-4	0.25-0.50
Media	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  $\text{Kg}/\text{cm}^2$  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 tosca 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 hinc 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

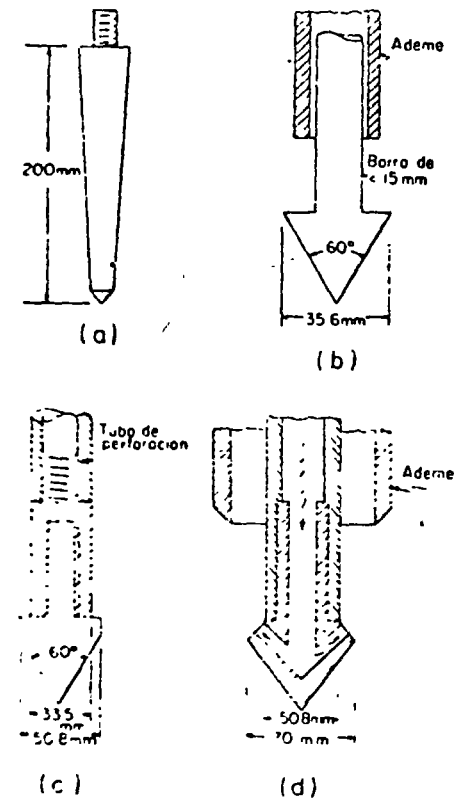


FIG. A-8. Penetrómetros cónicos  
 a) Tipo Danés  
 b) Tipo Holandés  
 c) Tipo para ensayo dinámico  
 d) Tipo de inyección

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.

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 hinca 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 penetómetros 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 ciclo 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. Hvorslev<sup>5</sup> 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".

$$A_r(\%) = 100 \frac{D_e^2 - D_i^2}{D_e^2} \quad (A-1)$$

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-

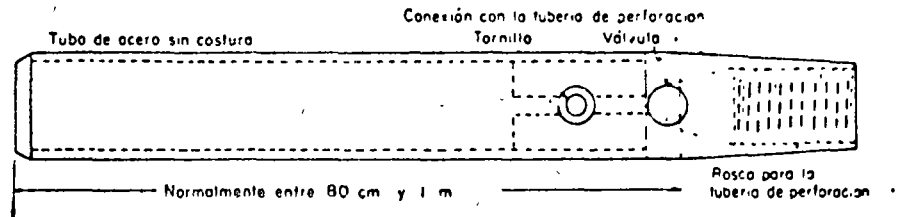
por de 10% en muestreadores de 5 cm (2 pulgadas) de diámetro interior, hoy de escaso uso por requerirse en general muestras de mayor diámetro y, aunque en muestreadores de mayor diámetro pueden admitirse valores algo mayores, no existen motivos prácticos que impidan satisfacer fácilmente el primer valor.

En la fig. A-9.a 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 limpia del 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 hinca libremente (pistón retráctil) o bien fijado el pistón en el nivel de muestreo por un mecanismo accionado desde la superficie, se hinca 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 hincado 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.

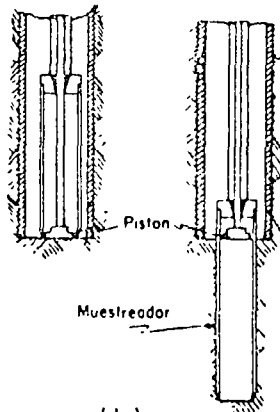
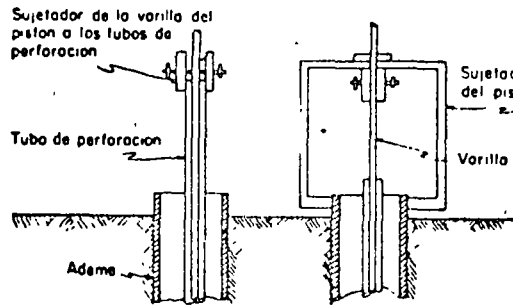
En ocasiones y en suelos muy blandos y con alto contenido de agua, los muestreadores de pared delgada no logran extraer la muestra, saliendo sin ella a la superficie; esto tiende a evitarse hincando el muestreador lentamente y, una vez lleno de suelo, dejándolo en reposo un cierto tiempo antes de proceder a la extracción. Al dejarlo en reposo la adherencia entre el suelo y muestreador crece con el tiempo, pues la arcilla remoldeada 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 compactidad de los mantos arenosos, proporciona el dato más útil y generalmente en forma suficientemente aproximada, de las características de los mismos.

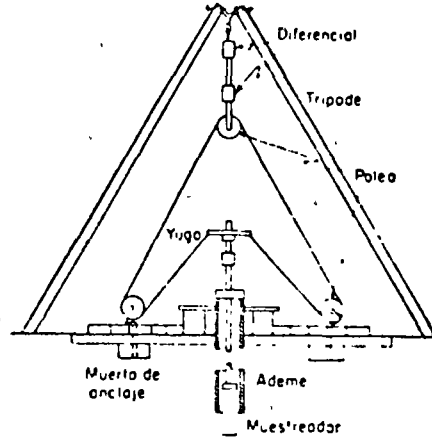




(a)



(b)



(c)

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 boleo 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 hábito 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 hincado 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

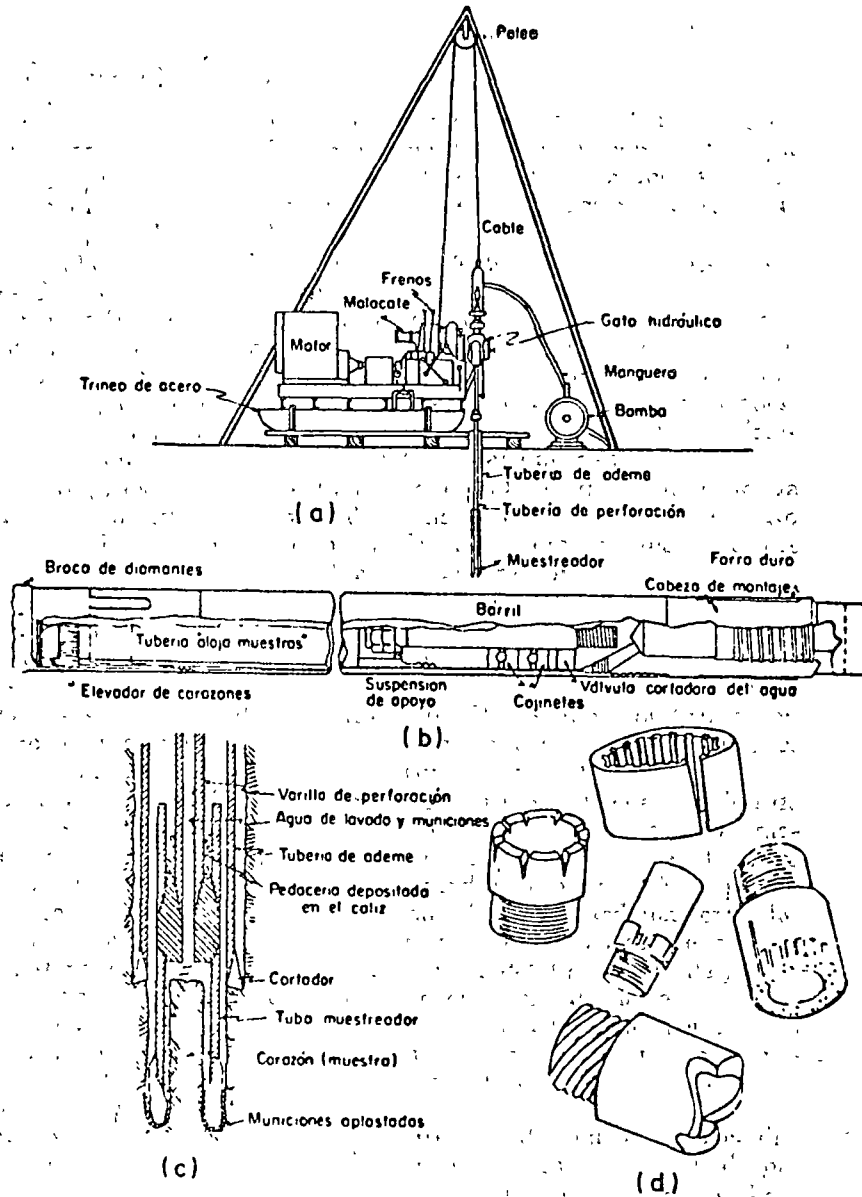


FIG. A-10. Equipo para muestreo en roca  
 a) Máquina perforadora  
 b) Muestreador para broca de diamante  
 c) Muestreador tipo cáliz  
 d) Algunos tipos de brocas

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 $\frac{1}{16}$	37.5	1 $\frac{1}{2}$	20.5	$\frac{7}{8}$
Ax	57	2 $\frac{1}{8}$	47.5	1 $\frac{7}{8}$	20.5	$\frac{1}{2}$
Bx	73	2 $\frac{7}{8}$	51.5	2 $\frac{1}{2}$	42	1 $\frac{1}{2}$
Nx	89	3 $\frac{1}{2}$	75.5	2 $\frac{1}{4}$	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

<i>Etapas de la exploración</i>	<i>Tipo de prueba que se puede realizar</i>	<i>Tipo de muestra</i>	<i>Cantidad o tamaño de la muestra</i>
Reconocimiento exploratorio	Clasificación visual Contenido de agua Límites de plasticidad	Representativa	Muestras de postcadora, barrenos o de penetómetros. También de pozo a cielo abierto o zanja.
Exploración detallada	Límites de plasticidad Análisis granulométrico Peso específico relativo.	Representativa	Alrededor de 1 dm <sup>3</sup> Alrededor de 50 kg Alrededor de 1 dm <sup>3</sup>
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 cortante	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 molde 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 (7/8" y 1 1/8", barras EX y AX, respectivamente). Preferible de 4.13 cm (5/4 cm (1-5/8" a 2-1/8", barras B <sub>1</sub> y NX, respectivamente). En roca suave o muy fracturada convendrá 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 petroleras, 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 será indicación de la presencia de masas ligeras o cavernas y oquedades.

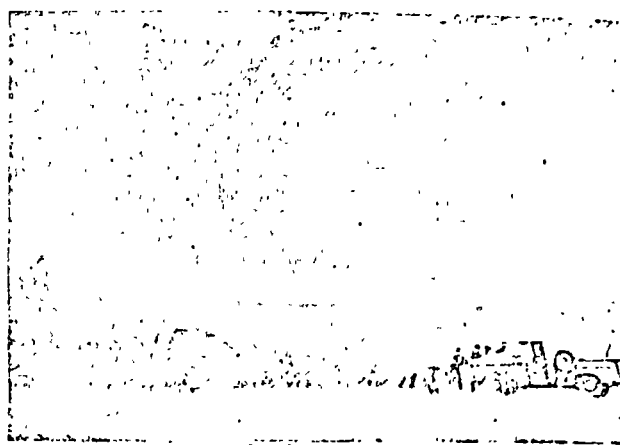
En la actualidad afirman los especialistas del ramo que la precisión de los aparatos disponibles permite descubrir la existencia de fallas, grietas y fisuras importantes o rellenos de materiales recientes en hondonadas antiguas. Persiste sin embargo la dificultad interpretativa para situar las anomalías 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 deben sus propiedades en gran parte a la erosión del granito y otras rocas magmáticas 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 veneros 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 refracción.

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

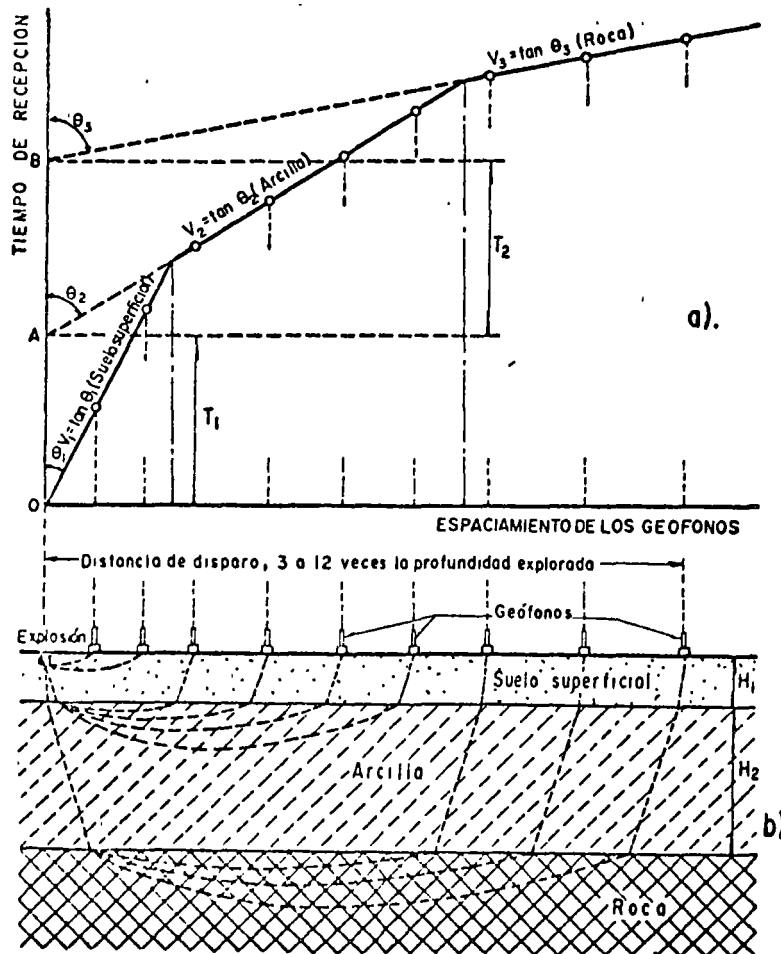


Figura III-16. Método sísmico por refracción.



Tabla III-5  
Velocidad de propagación de ondas elásticas en suelos y rocas.

Material	Condición	Velocidad (km/seg)	Arabilidad
<b>SUELOS</b>			
Limos y arenas	Compactos Sueltos	0.4-0.7 0.2-0.4	Arable Arable
Arcillas	Dura blanda	0.6-1.0 0.2-0.3	Arable Arable
Boleos y gravas	—	0.2-0.4	Arable
<b>ROCAS IGNEAS</b>			
Granito	Sano Poco fracturado Muy fracturado Alterado	4.5-6.0 1.5-4.5 0.7-1.8 0.4-1.0	Explosivos Explosivos Explosivos Explosivos o Intermedio
Riolita y andesita	Poco fracturadas Muy fracturadas Alteradas	3.8-5.0 1.5-3.8 0.9-1.5	Explosivos Explosivos Arable
Basaltos	Sanos Poco fracturados Muy fracturados Alterados	5.0-6.0 1.4-5.0 0.7-1.4 0.5-0.7	Explosivos Explosivos Explosivos Intermedio o arable
Tobas	Sanas Poco fracturadas Muy fracturadas Alteradas	1.4-1.8 1.2-1.6 0.4-1.2 0.3-0.7	Intermedio Intermedio Arable Arable
<b>ROCAS SEDIMENTARIAS Y METAMORFICAS</b>			
Calizas	—	1.5-4.0	Explosivos
Arenisca	—	0.6-2.5	Arable hasta 0.8 km/s aproximadamente; des- pués requiere explosivos
Aglomerados	—	0.2-0.9	Arable
Conglomerados	—	1.0-3.0	Generalmente explosivos
Lutita	Dura Blanda	1.2-4.0 0.6-1.4	Explosivos 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 afinarse 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, escrepa halada 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 aflojar 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 discreta, 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

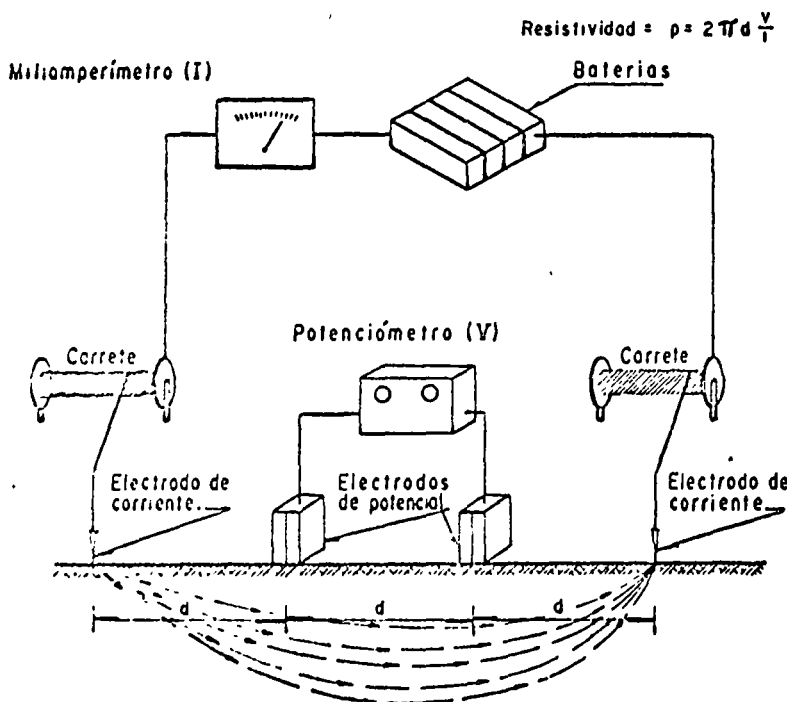


Figura III-17. Esquema del dispositivo para exploración geofísica por el método de resistividad eléctrica.

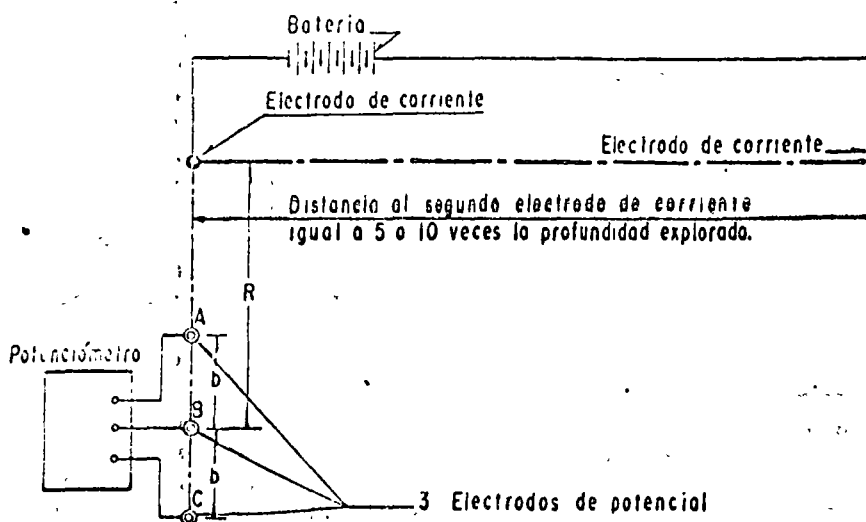


Figura III-18. Método eléctrico de la caída de potencial (Ref. 48).

TABLA III-6  
Resistividades eléctricas de los suelos y rocas más comunes

ROCAS Y FLUIDOS	Resistividad, $\rho$ , en oh.m.						
	$10^{-1}$	1	10	$10^2$	$10^3$	$10^4$	$10^6$
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 grafitosos							
Micasquistos cuaríticos o calcáreos							
Areniscas macizas							
Areniscas porosas							
Caliza maciza							
Caliza porosa							
Granito macizo							
Granito meteorizado							
Onix macizo							
Lulitas							
Anhidrita							
Sal							

[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 electrodo 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 será 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 Presas de Tierra. Secretaría de Recursos Hidráulicos, México, 1961.
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.



centro de educación continua  
facultad de ingeniería, unam



DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES SOMERAS

ING. GUILLERMO SPRINGALL

Tacuba 5, primer piso. México 1, D.F.  
Teléfonos: 521-30-95 y 513-27-95

## EXPANSIVE CLAYS—PROPERTIES AND PROBLEMS

W. G. 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 subgrade and structure foundations. While the problems are most serious when light loadings and large soil moisture changes are involved, movements of moderately loaded structures will be appreciable if the clay minerals are 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 (Holt and Gibbs, 1956, p. 61). This is followed by information on additional research data and field investigations 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 soil conditions encountered in Colorado and the Denver area are included in the discussion.

## 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 heidelite"



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 on structures disrupted by these materials, but if the costs could be determined they would be large.

The paper previously presented in 1957 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 practical prop-

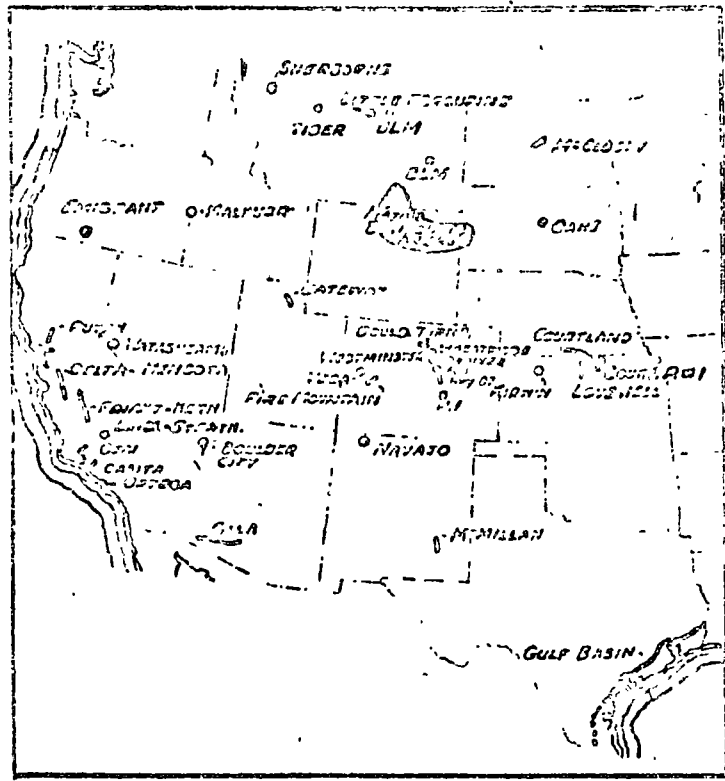


FIGURE 1. Location of expansive clays tested.

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 reworked 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 heidelite 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.

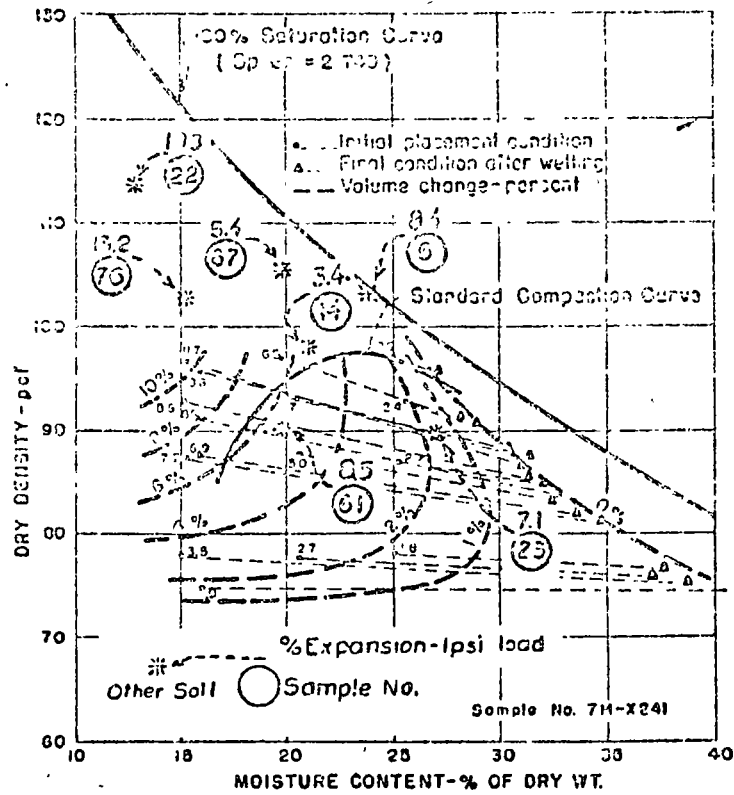


FIGURE 2. Percentage of expansion for various placement conditions when under 1-psi load (remolded soil).

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.

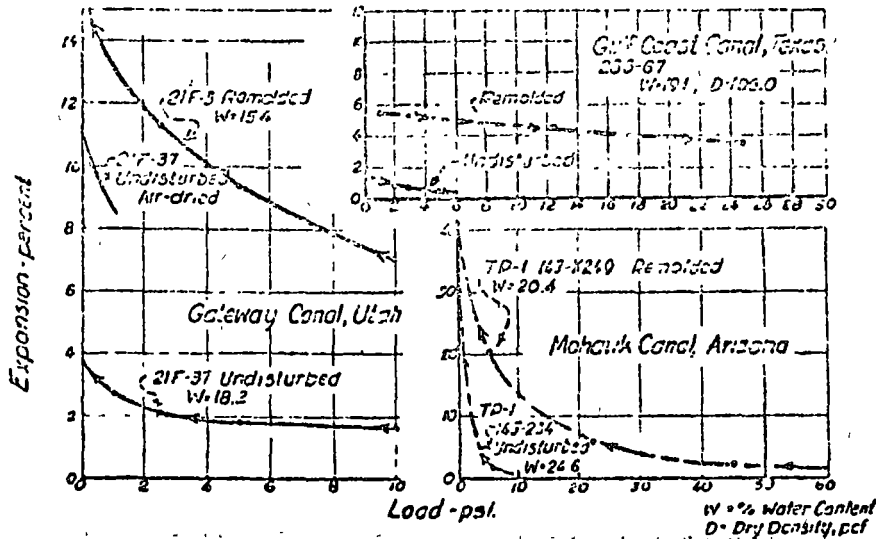


FIGURE 3. Effect of loading and remolding on expansion.

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. These 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*	Degree of expansion
Colloid content (% minus 0.001 mm)	Plasticity index	Shrinkage limit (%)	% total volume change (dry to saturated condition)	
> 28	> 35	< 11	> 30	Very high
20-31	25-41	7-12	20-30	High
13-23	15-28	10-16	10-20	Medium
< 15	< 18	> 15	< 10	Low

\*Based on a vertical loading of 1.0 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.

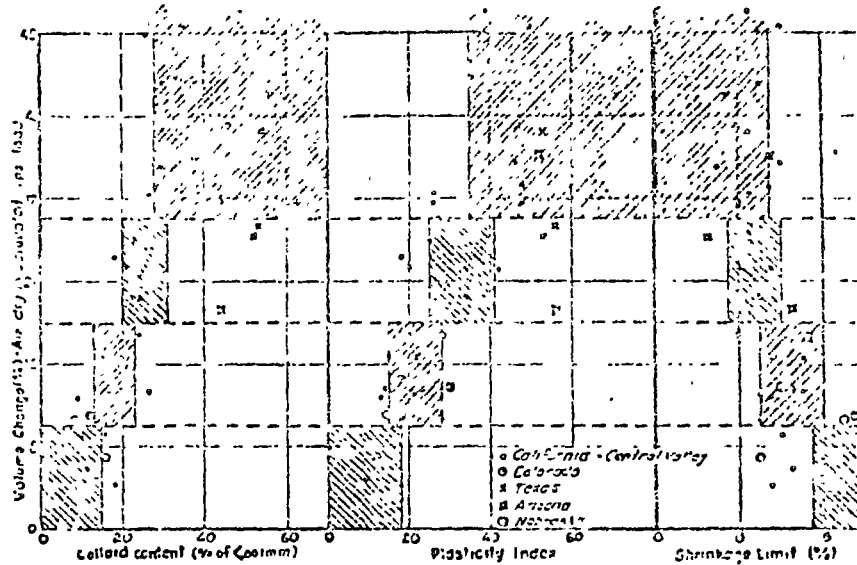


FIGURE 4. Relation of volume change to colloid content, plasticity index, and shrinkage limit.

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, 1958, 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 sub-soils 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 3B, 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.

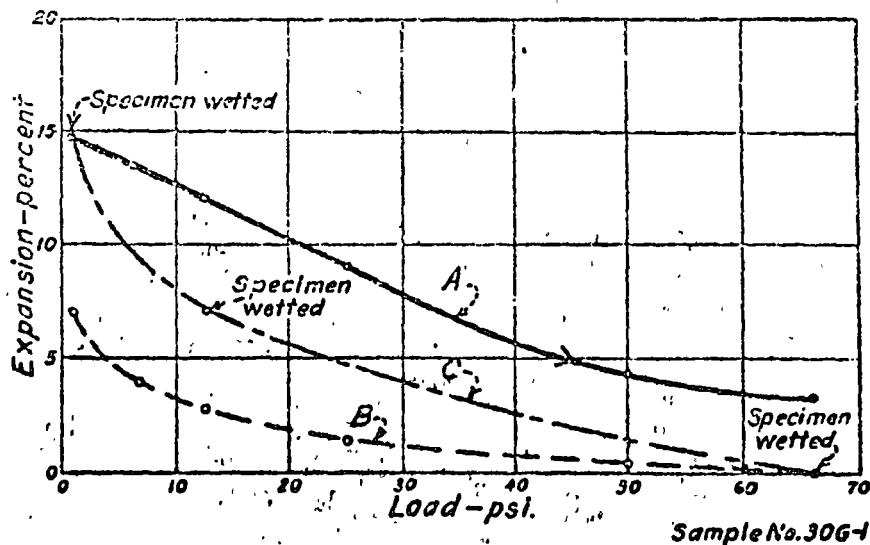


FIG. 5. Effect of sequence of loading and wetting.

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 photograms of a concrete canal lining showing heaving of the bottom and the bulging of the side panels from late expansion and bottom uplift. The soil is a Na-montmorillonite 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 overexpanded 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 Tilton 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  $\frac{1}{4}$ -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

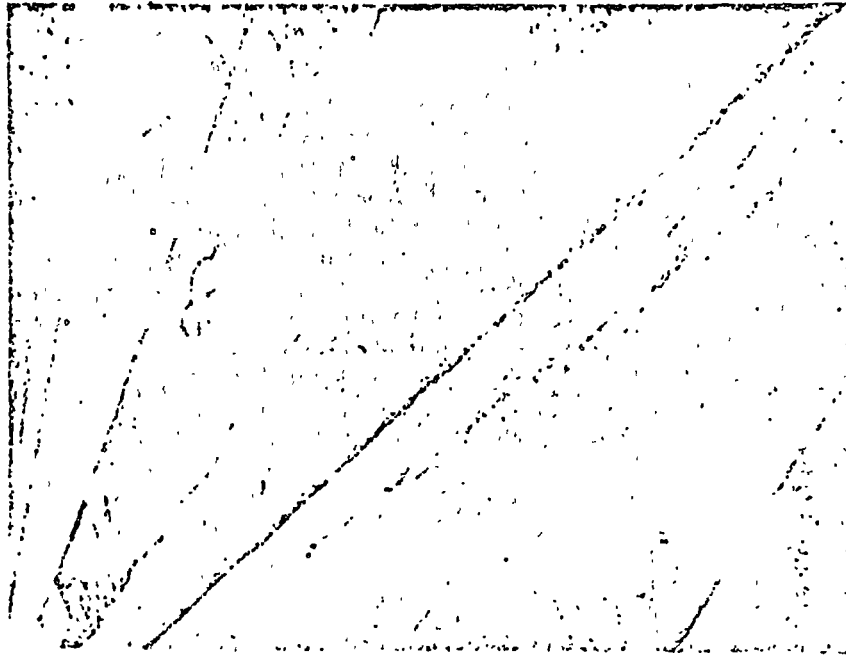


FIGURE 5. Hualapai Canal — Hualapai Canal — Arizona.

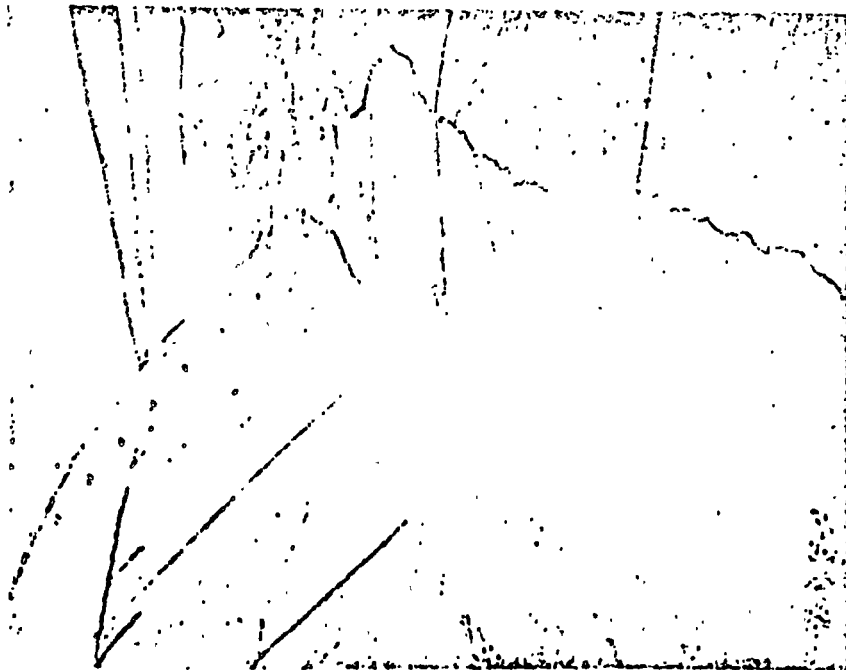


FIGURE 6. Uplift of bottom panels — Mohawk Canal — Arizona.

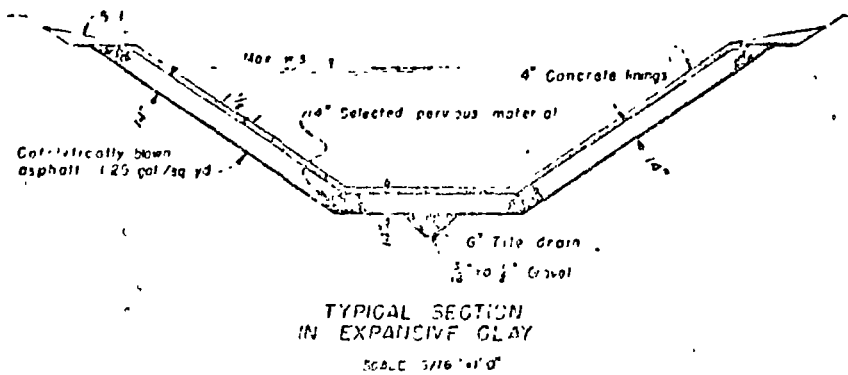


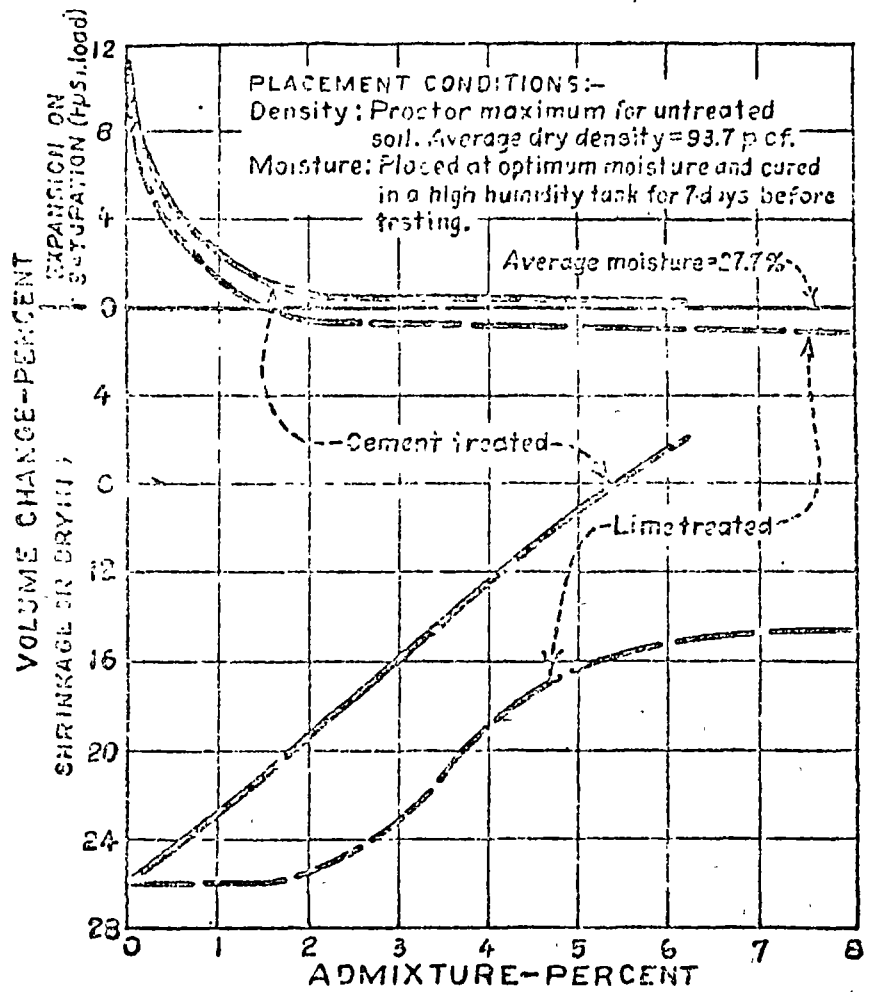
FIGURE 9. Concrete-lined section in expansive clays - Gateway Canal - Utah.

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-bidellite 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 (4), 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 clay. 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 selected 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 silt 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 0.038 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 on Denver-Boulder Turnpike — Colorado.

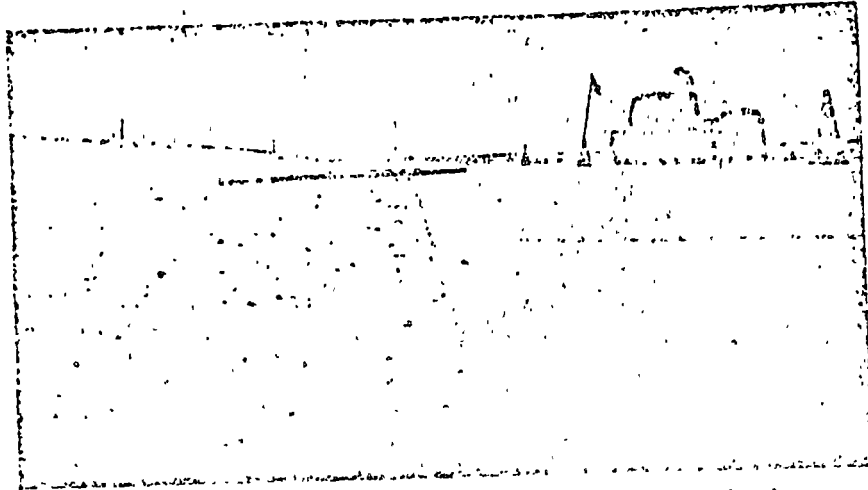


FIGURE 13 Uplift of highway pavement in southeast Denver, Colorado.

Many buildings on lightly loaded slabs or footings, such as residential houses, motels, garages, and porch uses 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 38 and 39). As shown in Figures 14 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.

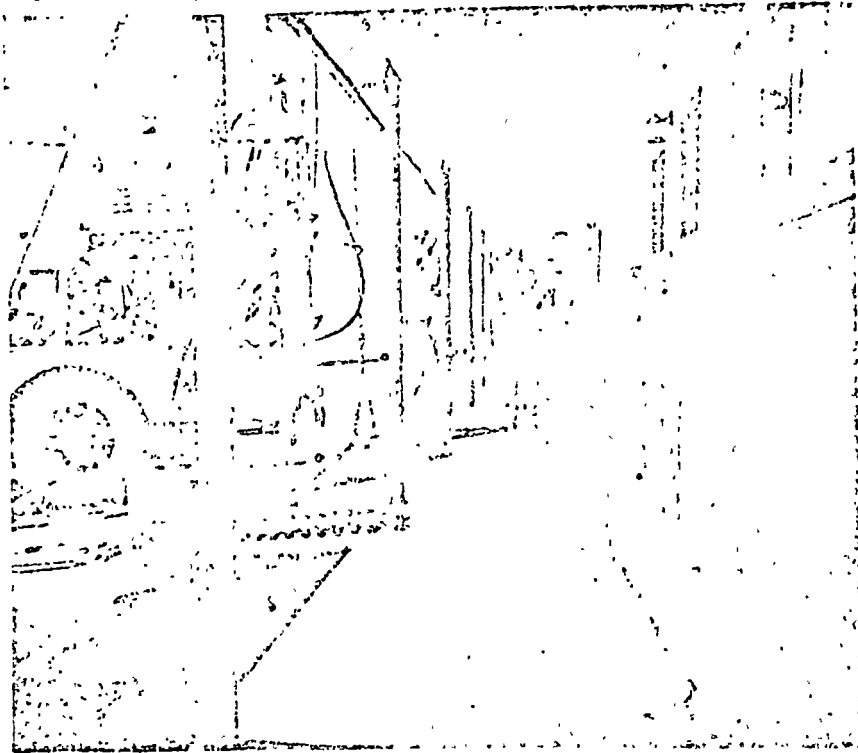
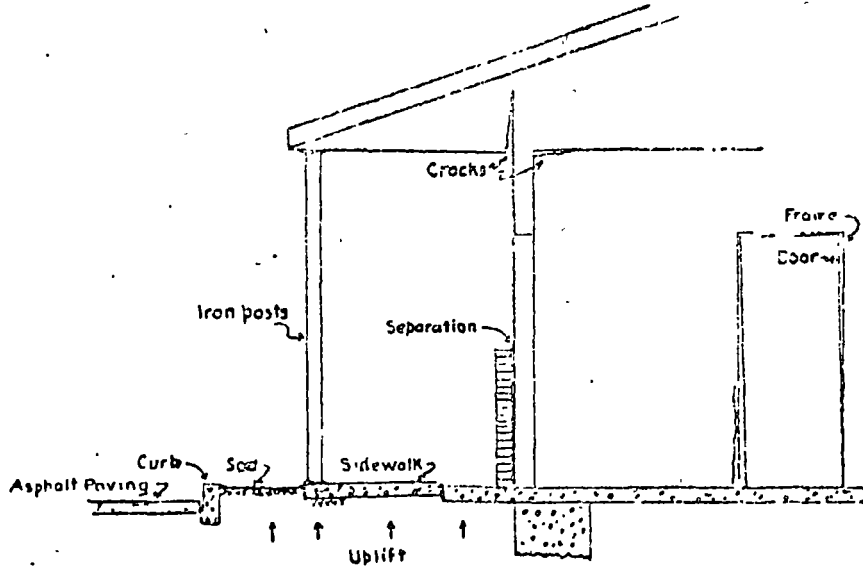


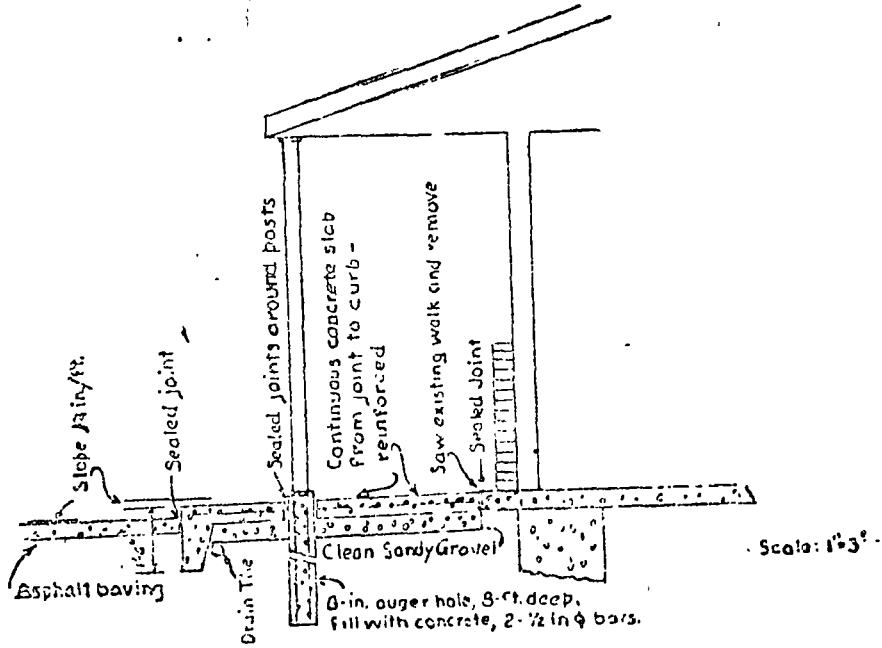
FIGURE 14. Uplift of metal structure — Colorado.



A - TYPICAL CONDITIONS

FIGURE 15.A. Uplift of metal 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

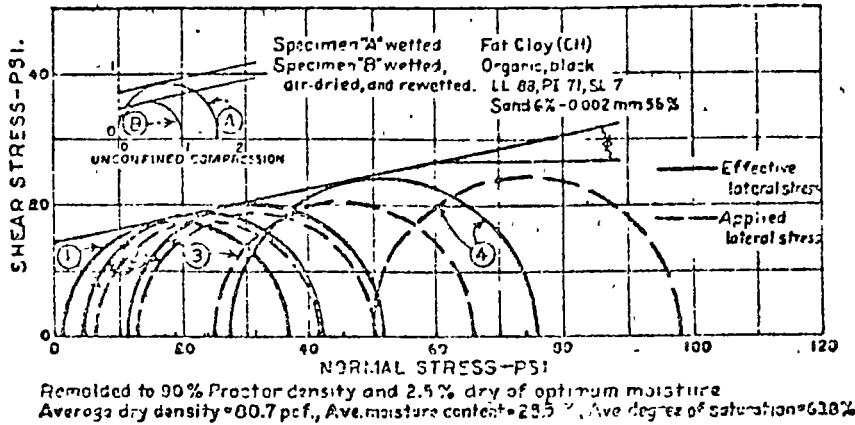


FIGURE 17. Shear test data — remolded soils (Gulf Basins Project, Texas).

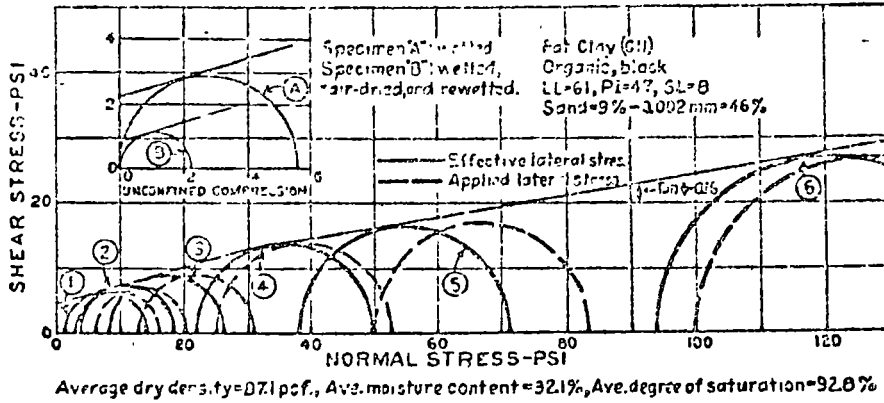


FIGURE 18. Shear test data — undisturbed soils (Gulf Basins Project, Texas).

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 14 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-hedillite type, similar to Soils 22 to 26. This section is 23 feet deep and on a 1½ horizontal to 1 vertical slope. Slopes rebuilt on 2:1 were also unstable.

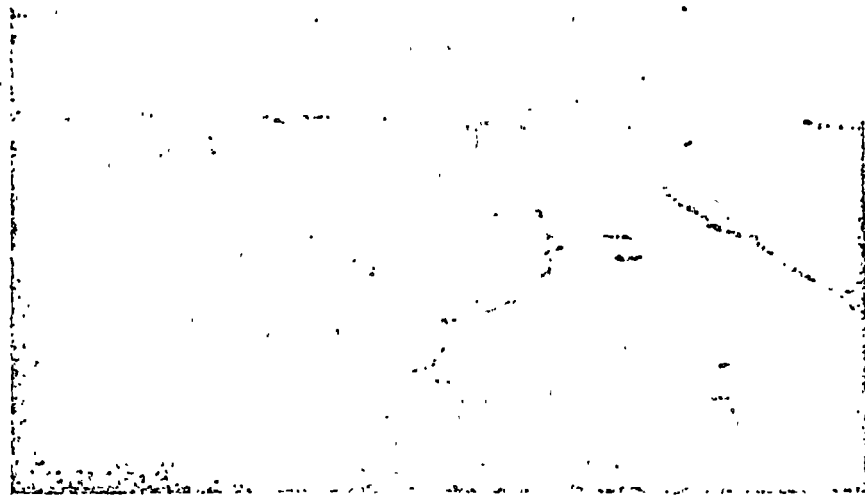
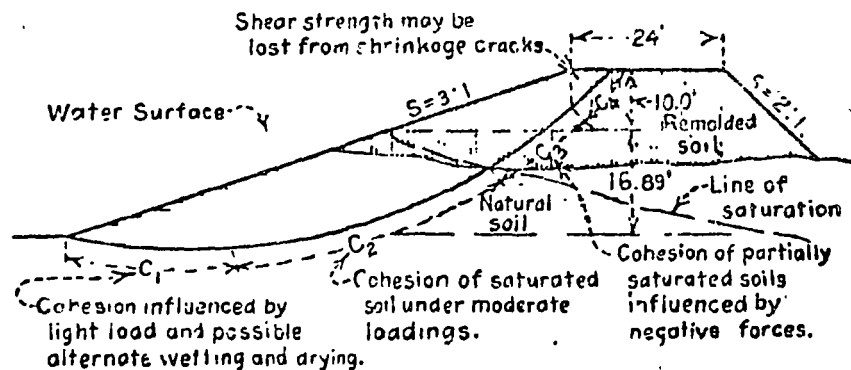


FIGURE 19. Slide in earth section -- Friant-Kern Canal - California.

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, 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.

( $C_2$ ) 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  $1\frac{1}{2}$ :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,

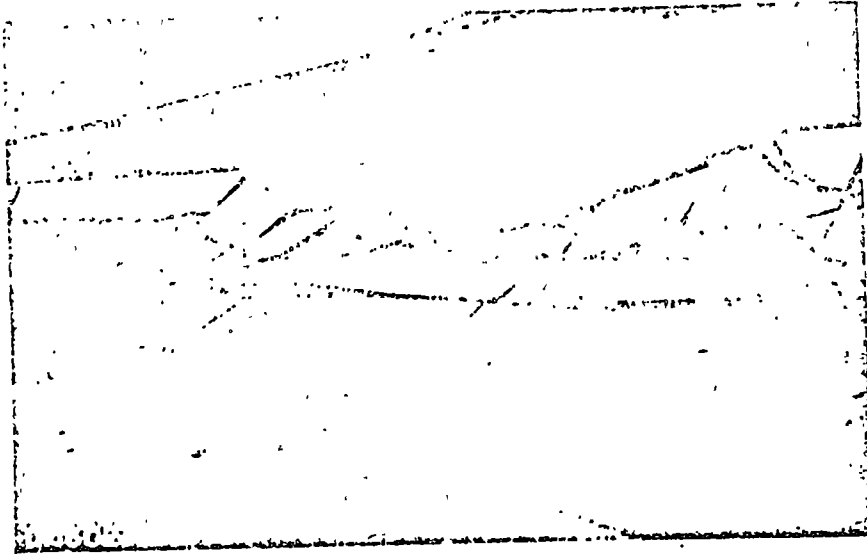


FIGURE 21. Slide in concrete-lined section -- Friant Kern Canal -- California.

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 25. 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 chemistry 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 HCl solution and 2 percent

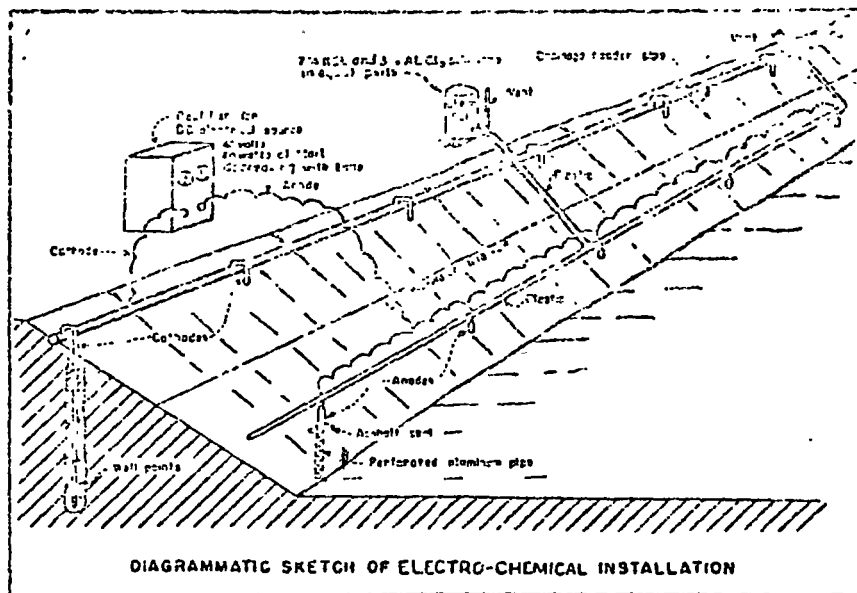


FIGURE 22. Electro-chemical stabilization experiment — Friant-Kern Canal — California.

$AlCl_3$  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		
	me/100 g	%	me/100 g	%	me/100 g		
Treated Section 4' from anode	1.81	4.9	2.5	87	31.4	46	25
10' to 20' from anode	2.78	8.1	0.7	2.0	33.1	—	—
Untreated Section	2.26	5.6	0.7	18	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 local 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 11.8 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 analysis; and to Mr. John Merriman for his assistance in the preparation of exhibits and plotting of data.

### REFERENCES

- Koltz, W. G., and Gibbs, H. J., 1956, Engineering properties of expansive clays: *ASCE Trans.*, Paper 2314, v. 821, p. 641.  
Wagner, A. A., 1957, The unified classification system: *Proceedings Internat. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, v. 1, p. 155; *Proc. Reclamation Earth Manual*, May, 1959, Paper 1a/30

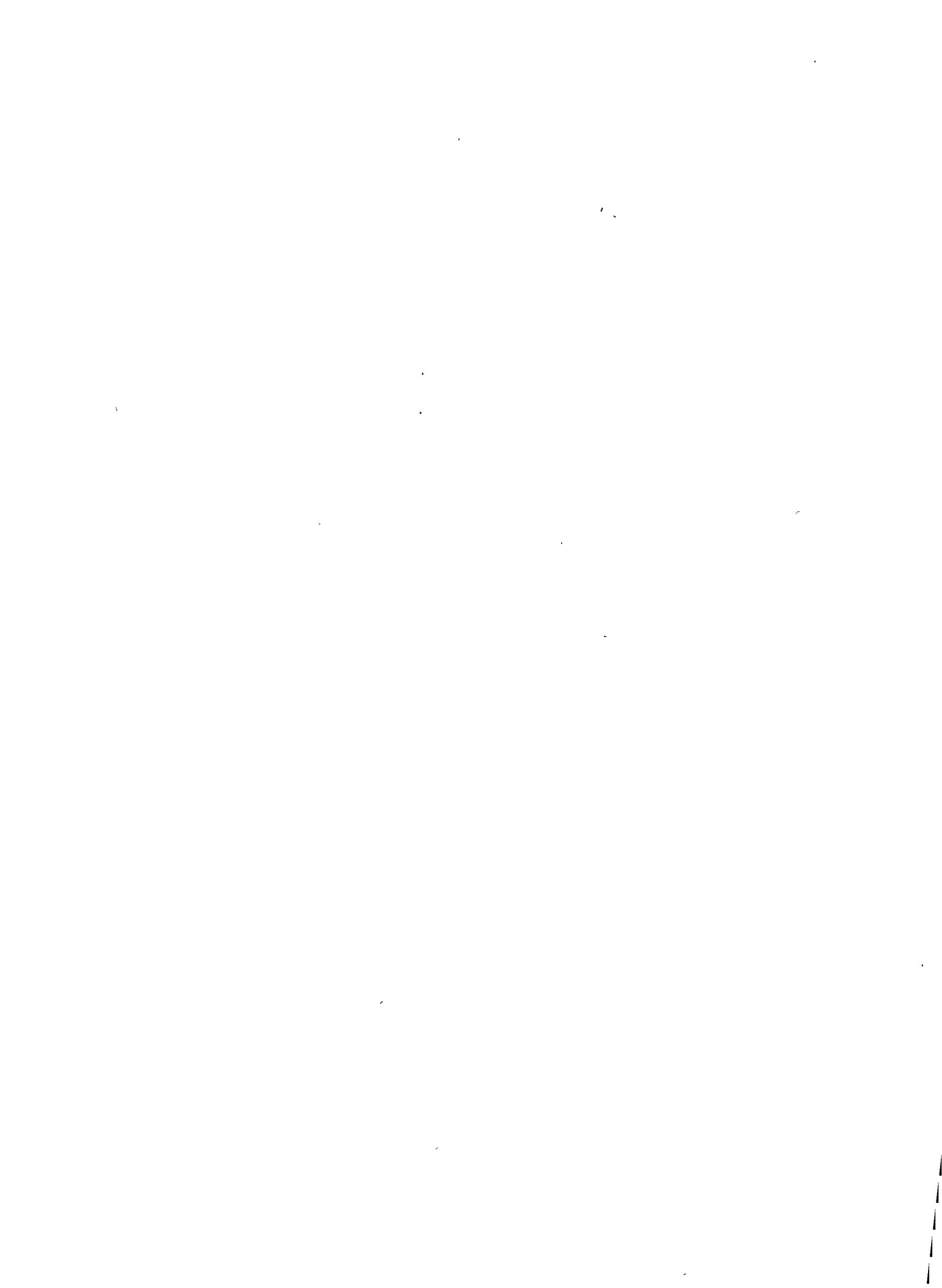
### DISCUSSION

JEWELL R. DENSON\*

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.



## 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, de terminándose 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 aquélla 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

$\sigma$  = presión total, determinada multiplicando el peso volumétrico húmedo o saturado de los diversos estratos de suelo por su respectivo espesor, en ton/m<sup>2</sup> ;

$u_e + d$  = presión neutral estática más dinámica, deducida de las lecturas piezométricas (véase Fig. 2) considerando un nivel freático definido a 2.45m de profundidad, en ton/m<sup>2</sup> ;

$\bar{\sigma}$  = presión efectiva, calculada como la resta de la presión total menos la neutral, en ton/m<sup>2</sup>.

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 <sup>3</sup>
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	ESPESOR	PROFUNDIDAD AL CENTRO	PROFUNDIDAD DE CONSO... REPRESENT.	$\bar{\sigma}$ AL CENTRO	$\bar{\sigma}$ A PROF. CONS. REP.
No.	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	ton/m <sup>2</sup>	ton/m <sup>2</sup>
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	15.35	14.00	14.65
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/m<sup>2</sup> (incluyendo peso unitario del cajón de 1.75 ton/m<sup>2</sup>, mientras que para la segunda fue de 2.6 ton/m<sup>2</sup> (compensado por excavación 3.4 ton/m<sup>2</sup>).

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 <sub>o</sub>	$\Delta\sigma_e$	$\Delta\sigma_c$
(m)				(ton/m <sup>2</sup> )	(ton/m <sup>2</sup> )
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	2.24
15	3.32	0.79	0.183	1.10	4.40
				0.48	1.92

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

30. 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:

$$\Delta H = \sum_{i=1}^4 \frac{\Delta H_i}{e_i}$$

$$\Delta H_i = \frac{H_i}{1 + e_{oi}} \Delta \bar{\sigma}_i$$

donde:

$\Delta H$  = asentamiento total, en m;

$H_i$  = enjaramiento 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  
 Ai centro del área cargada

ESTRATO	$\bar{\sigma}$	$\Delta\bar{\sigma}$	$\bar{\sigma} + \Delta\bar{\sigma}$	$e_o$	$e_f$	$\Delta e$	$1+e_o$	H	$\Delta H$
No.	ton/m <sup>2</sup>	ton/m <sup>2</sup>	ton/m <sup>2</sup>	----	----	----	----	(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	$\bar{\sigma}$	$\bar{\sigma}$	$\bar{\sigma} + \Delta\bar{\sigma}$	$e_o$	$e_f$	$\Delta e$	$1+e_o$	H	$\Delta H$
No.	ton/m <sup>2</sup>	ton/m <sup>2</sup>	ton/m <sup>2</sup>	----	----	----	----	(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/m<sup>2</sup> por excavación a 2.0 m de profundidad  
Al centro del área cargada

ESTRATO	$\bar{\sigma}$	$\bar{\sigma}$	$\bar{\sigma} + \Delta\bar{\sigma}$	$e_o$	$e_f$	$\Delta e$	$1+e_o$	H	$\Delta H$
No.	ton/m <sup>2</sup>	ton/m <sup>2</sup>	ton/m <sup>2</sup>	----	----	----	----	(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

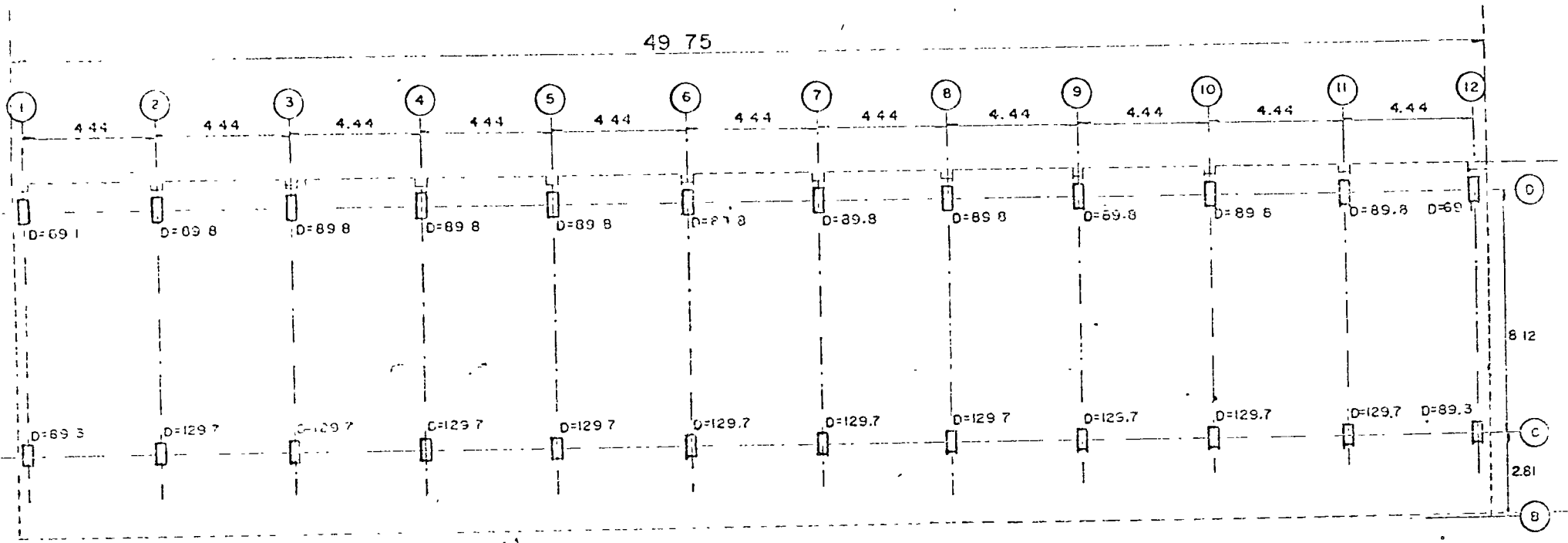
En esquina del área cargada

ESTRATO	$\bar{\sigma}$	$\Delta\bar{\sigma}$	$\sigma + \Delta\bar{\sigma}$	$e_o$	$e_f$	$\Delta e$	$1+e_o$	H	$\Delta H$
No.	ton/m <sup>2</sup>	ton/m <sup>2</sup>	ton/m <sup>2</sup>	-----	-----	-----	-----	(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

4b. 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.





Anotaciones 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

47

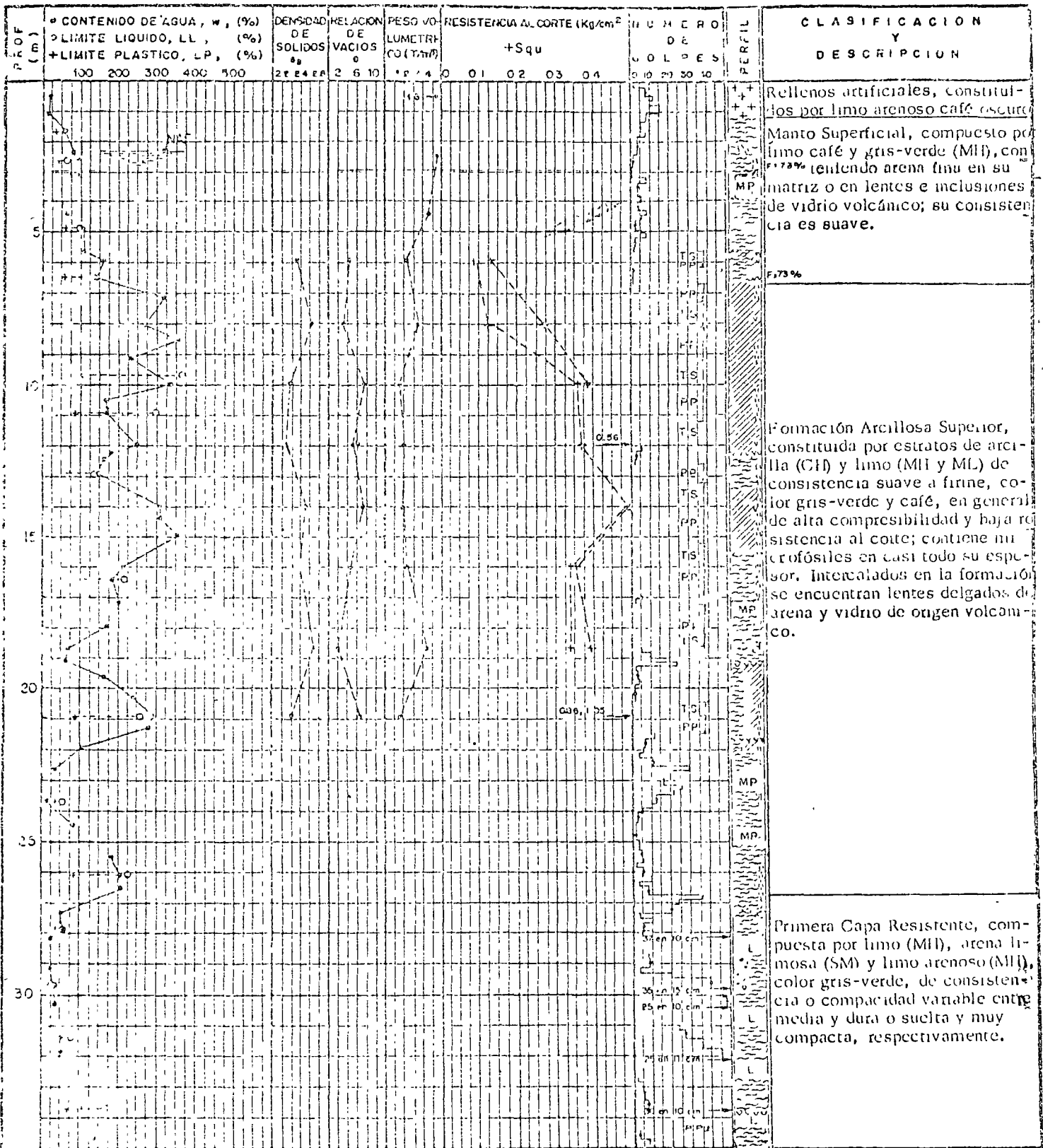
FIG. 2 . LECTURAS Y ABATIMIENTOS DE PRESION DE PORO EN LA ESTACION PIEZOMETRICA EP-1

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



Nota: Este sondeo se llevo hasta 34.90 m de profundidad

- S I M B O L O S :**
- Arcilla
  - Limo
  - Arena
  - Fósiles
  - Vidrios volc
  - Sq. 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 SMD-1

$P_c = 1.1 \text{ kg/cm}^2$

SONDEO	PROF. (m)	$S_s$	$w$ %	$e_1$	$G$ %
SM-1	5.85	2.40	101	2.38	100

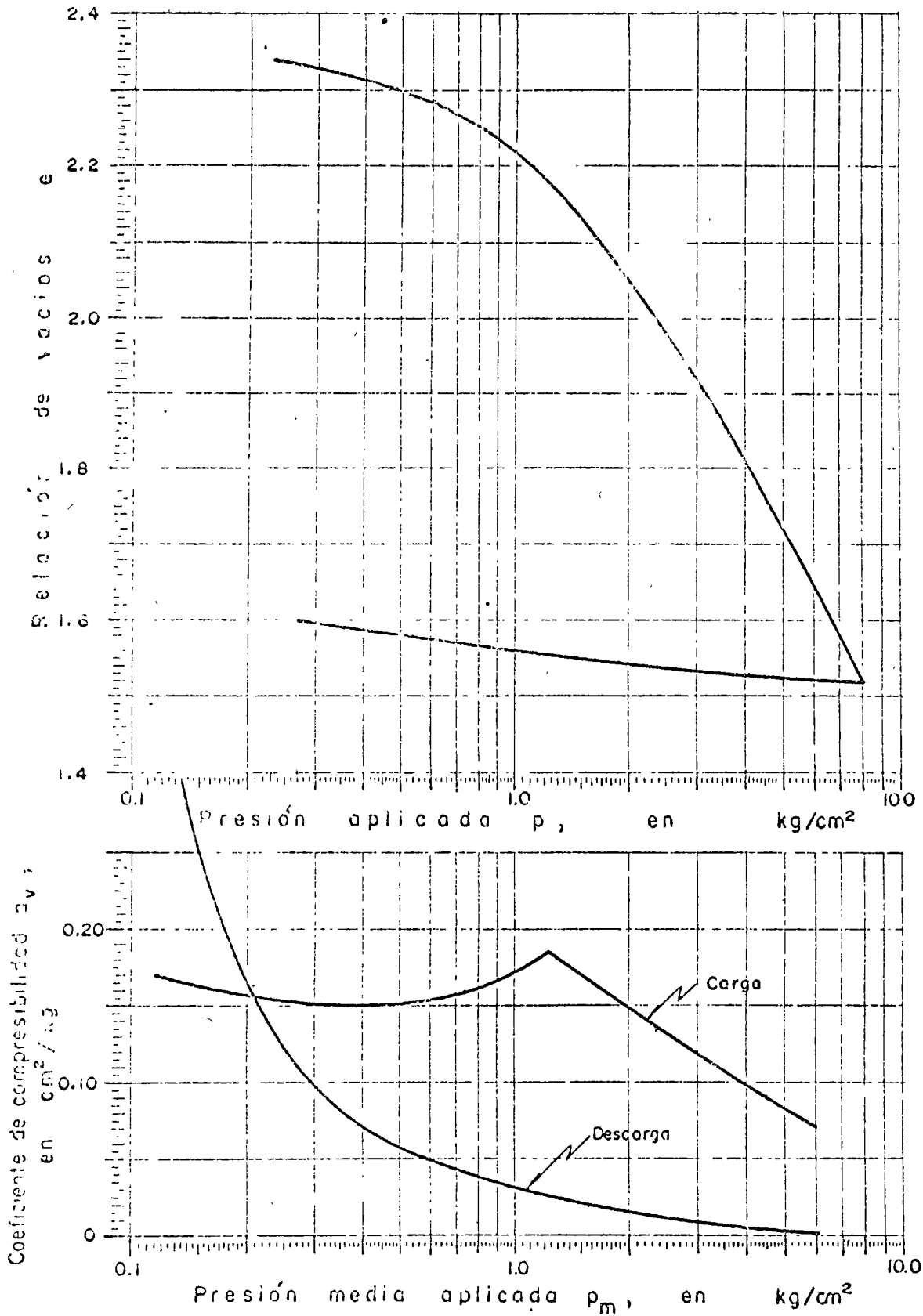


FIG 4. CURVAS DE COMPRESIBILIDAD

$P_c = 0.94 \text{ kg/cm}^2$

SONDEO	PROF (m)	$S_s$	$w$ %	$e_i$	$G$ %
SM-1	9.85	2.25	391	8.88	99

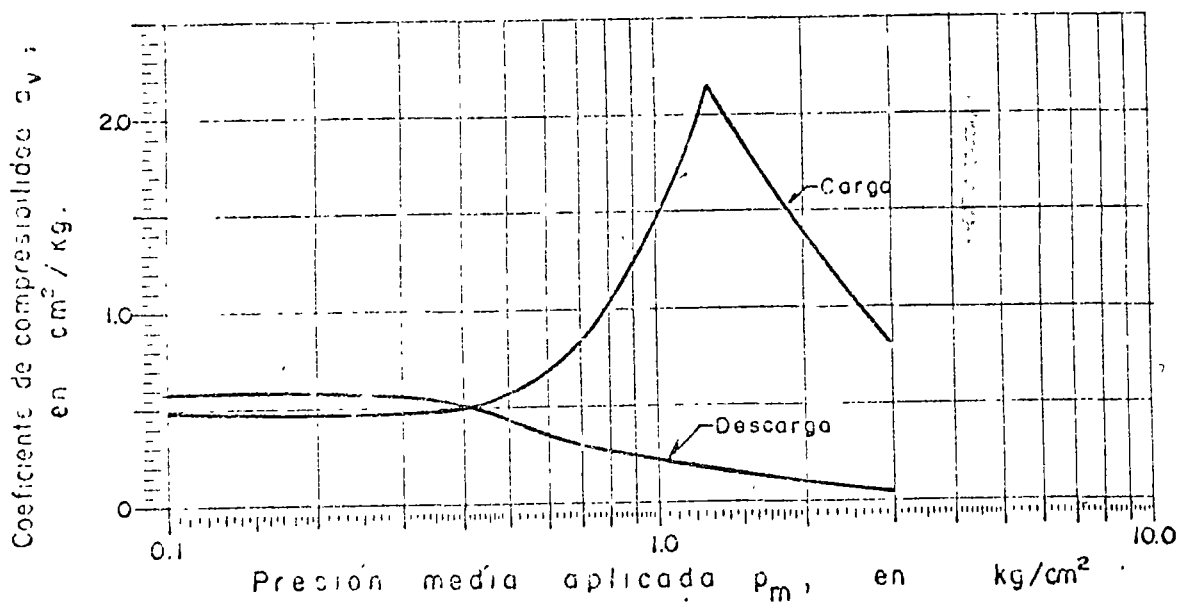
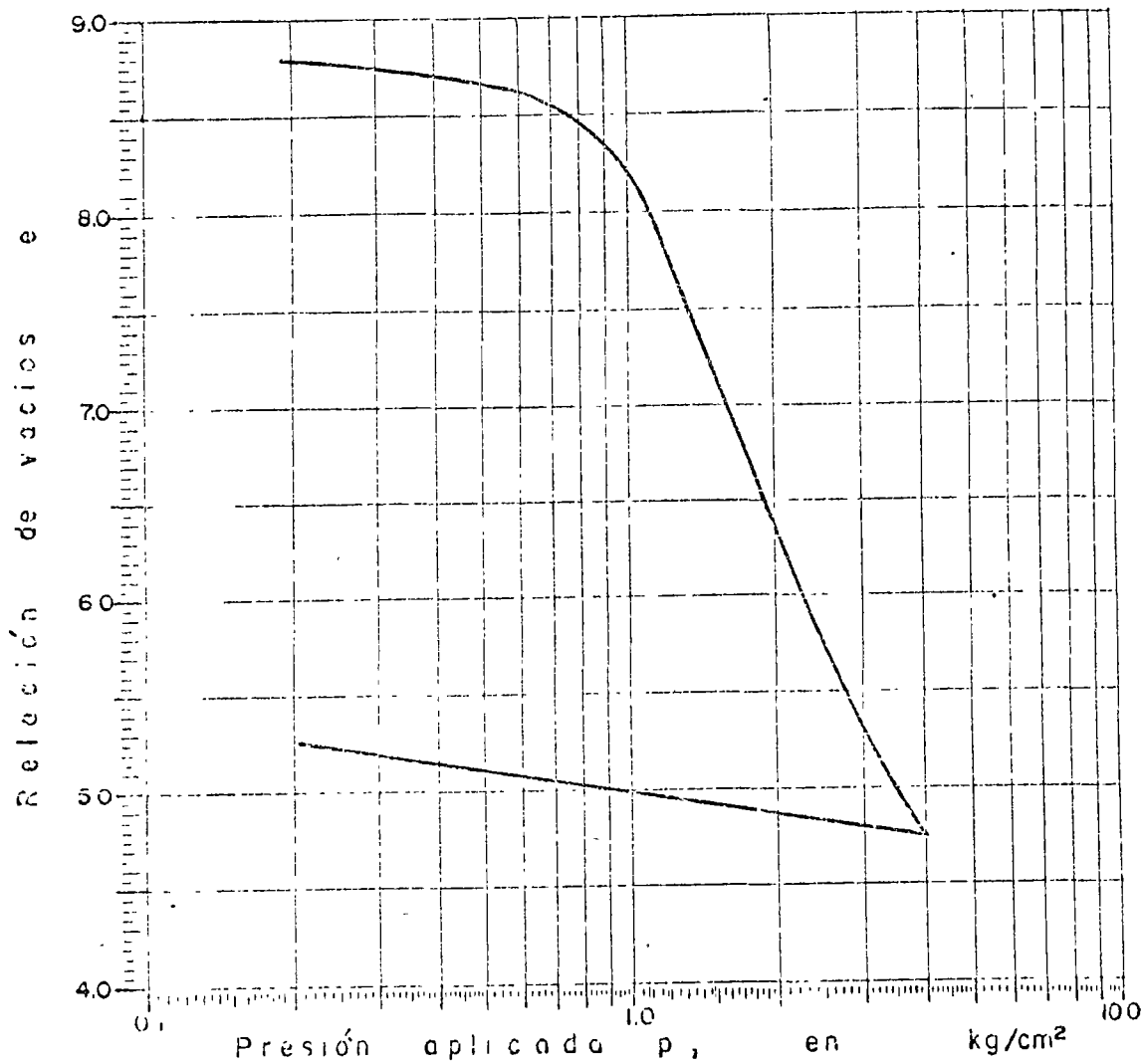


FIG. 5. CURVAS DE COMPRESIBILIDAD

$P_c = 1.70 \text{ kg/cm}^2$

SONDEO	PROF. (m)	$S_s$	$V\%$	$e_1$	$U\%$
SM-1	15.85	2.37	137.6	3.28	99.4

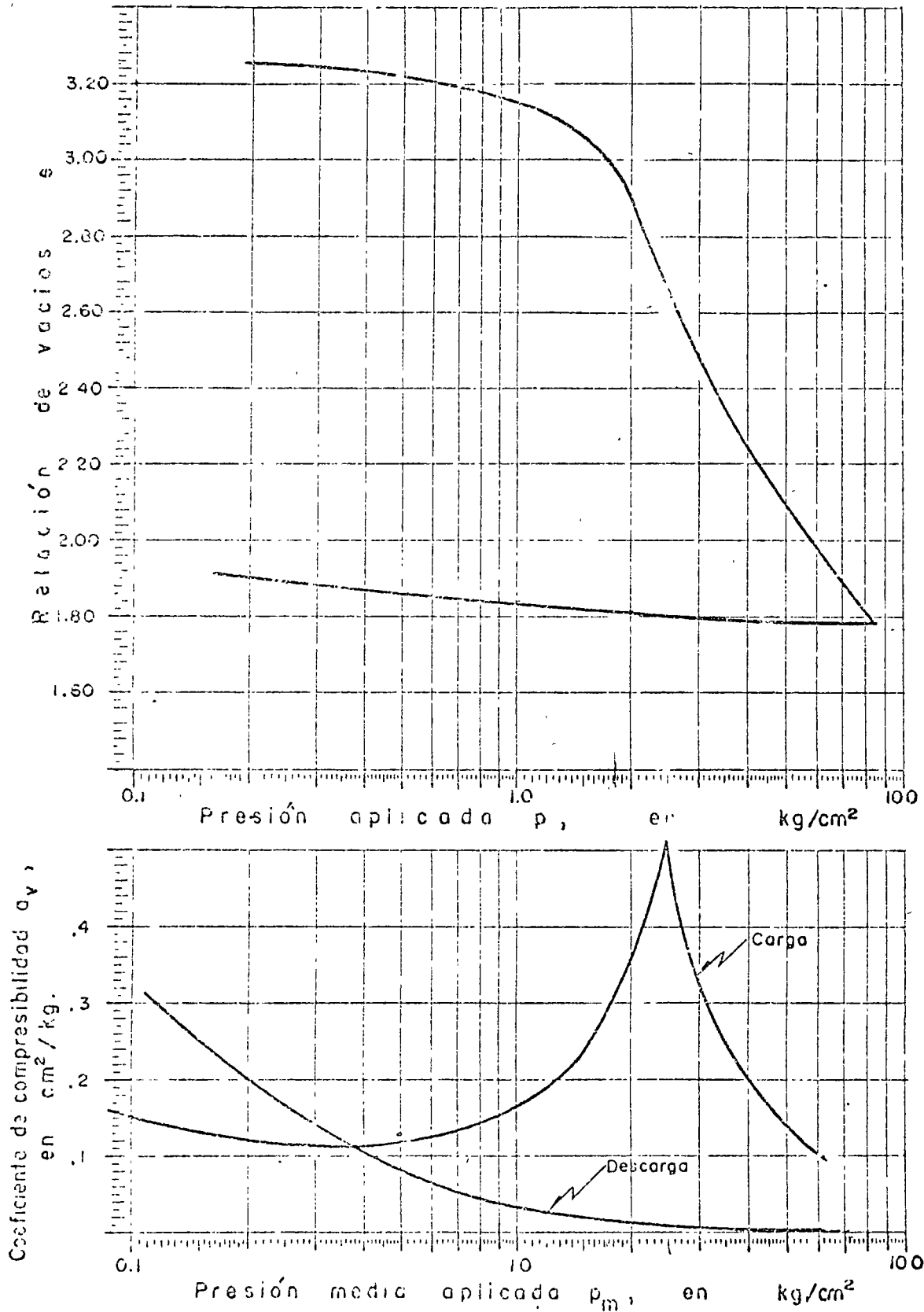


FIG 6 . CURVAS DE COMPRESIBILIDAD

$P_c = 2.10 \text{ kg/cm}^2$

SONDEO	PROF. (m)	$S_s$	$w_j$ %	$e_i$	$G$ %
SM-1	20.75	2.33	287.7	6.68	100

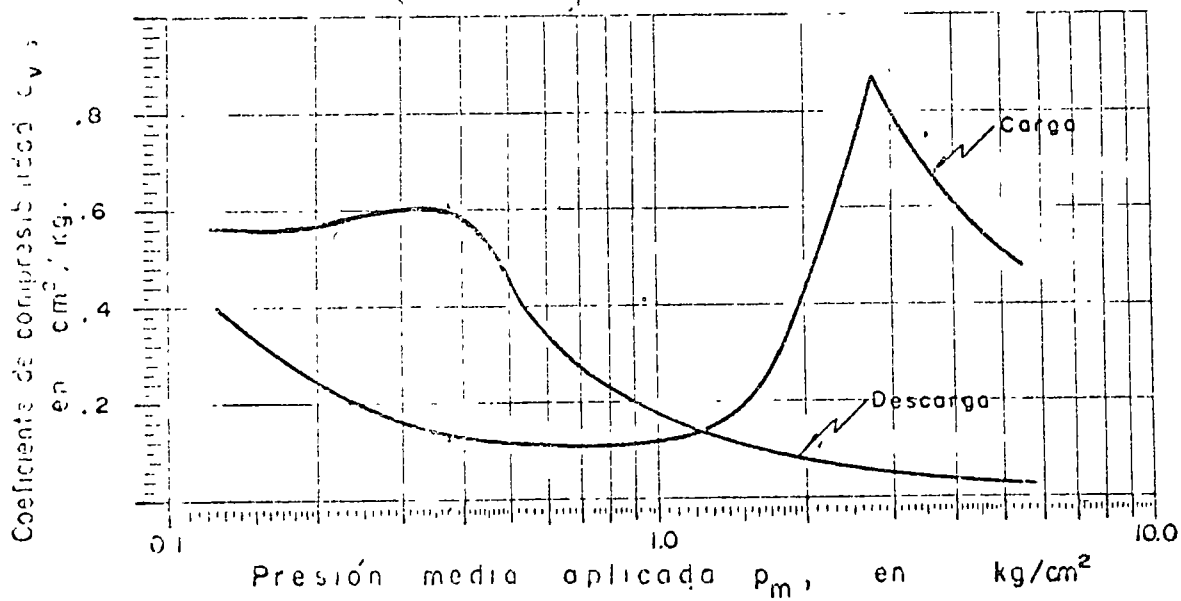
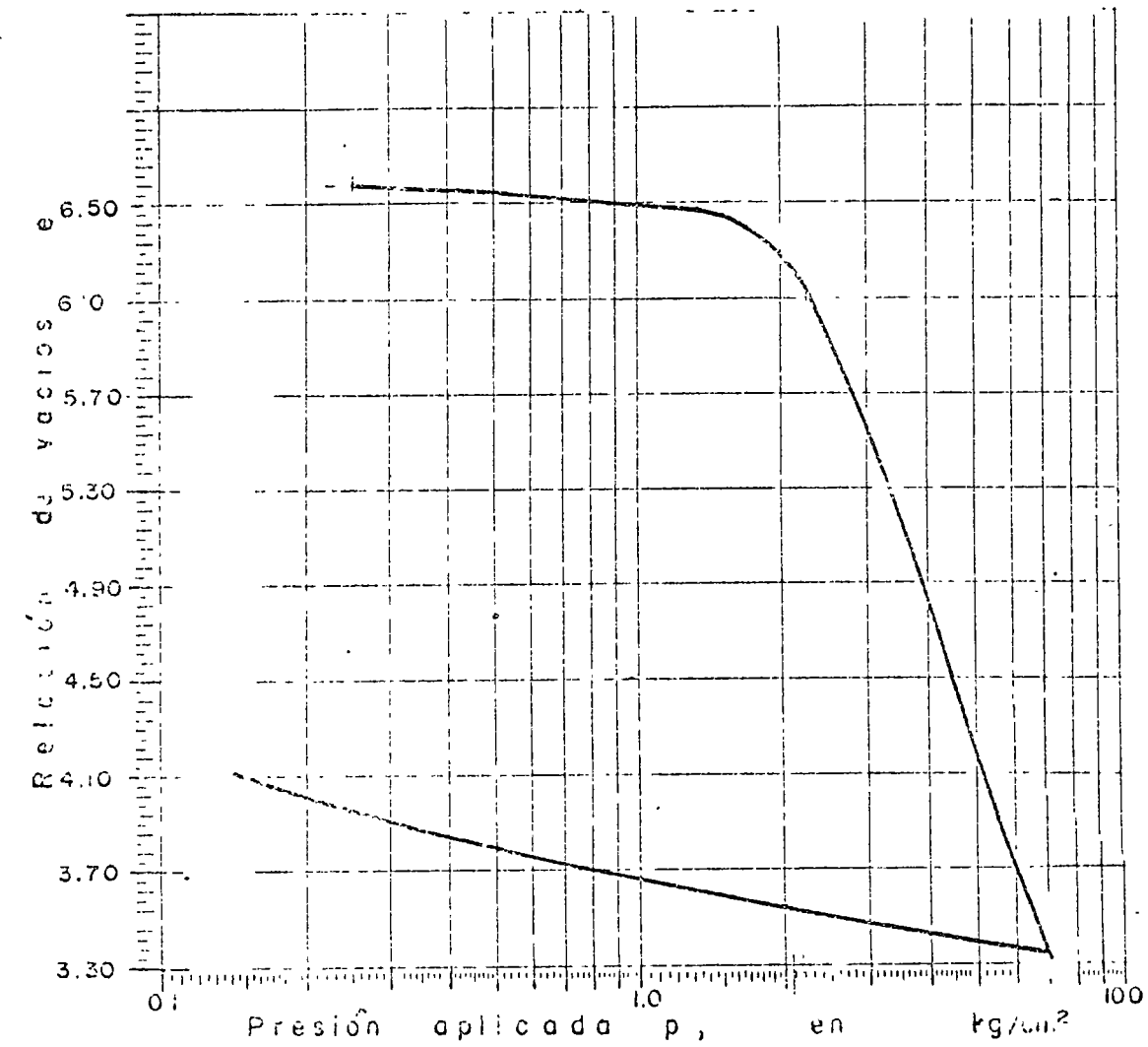


FIG 7 - CURVAS DE COMPRESIBILIDAD

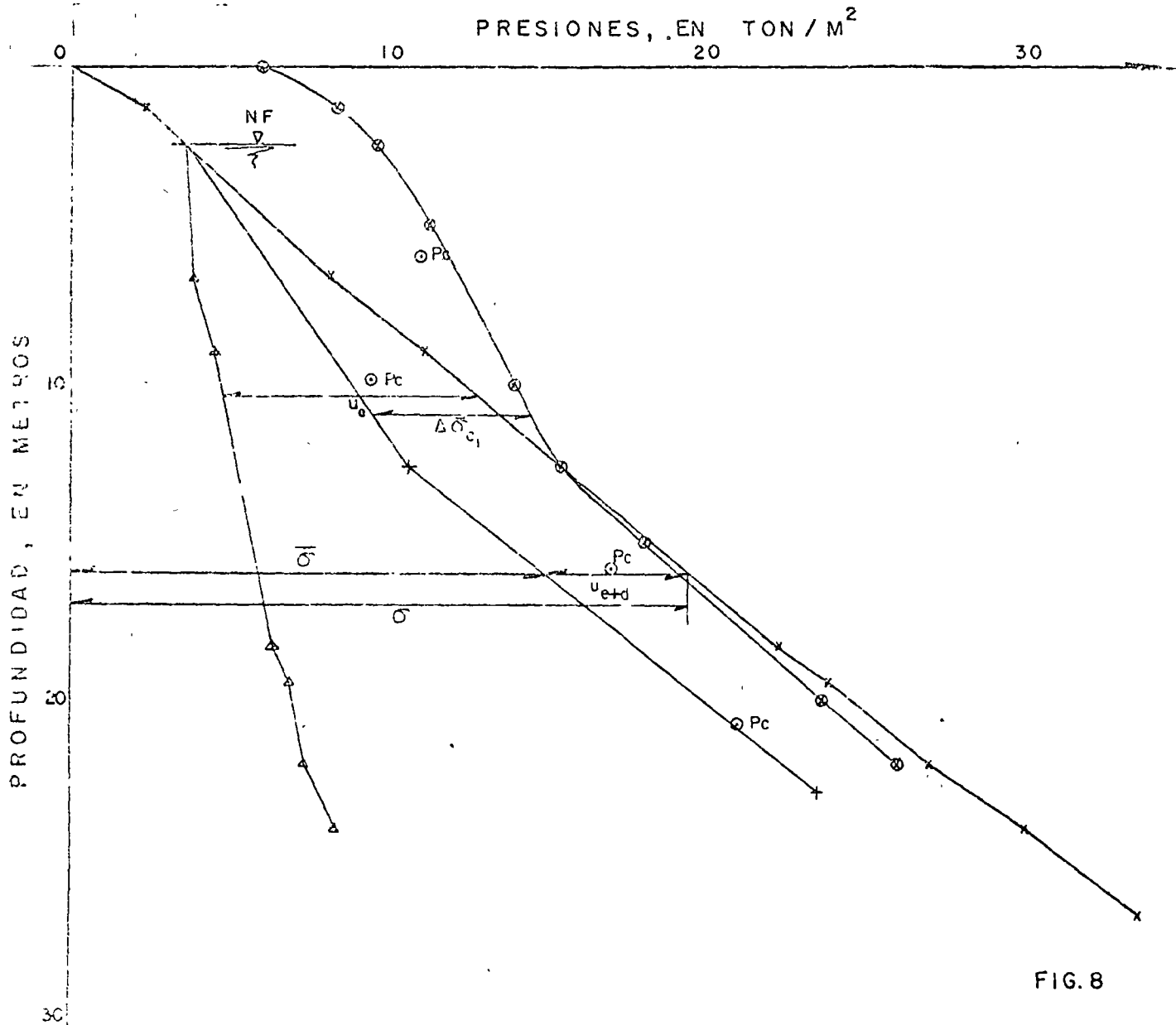


FIG. 8

SIMBOLOGIA

- NF Nivel freático.
- $P_c$  Presión de preconsolidación.
- $u_e$  Presión neutral estática.
- $u_{e+d}$  Presión neutral deducida de lecturas piezométricas.
- $\bar{\sigma}$  Presión efectiva.
- $\sigma$  Presión total.
- $\Delta \bar{\sigma}_{c1}$  Incremento de presión al centro de área cargada, sin compensación.



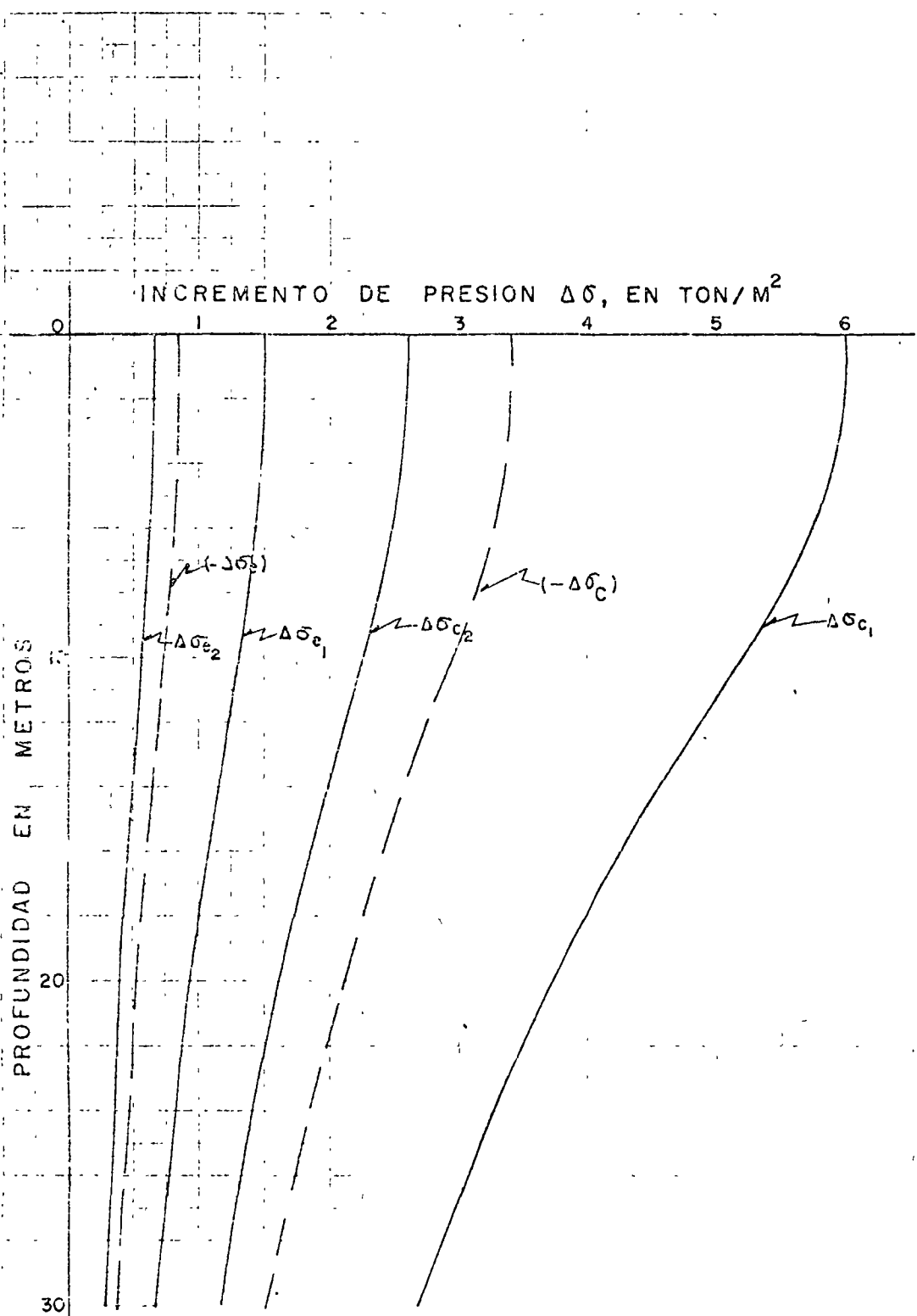


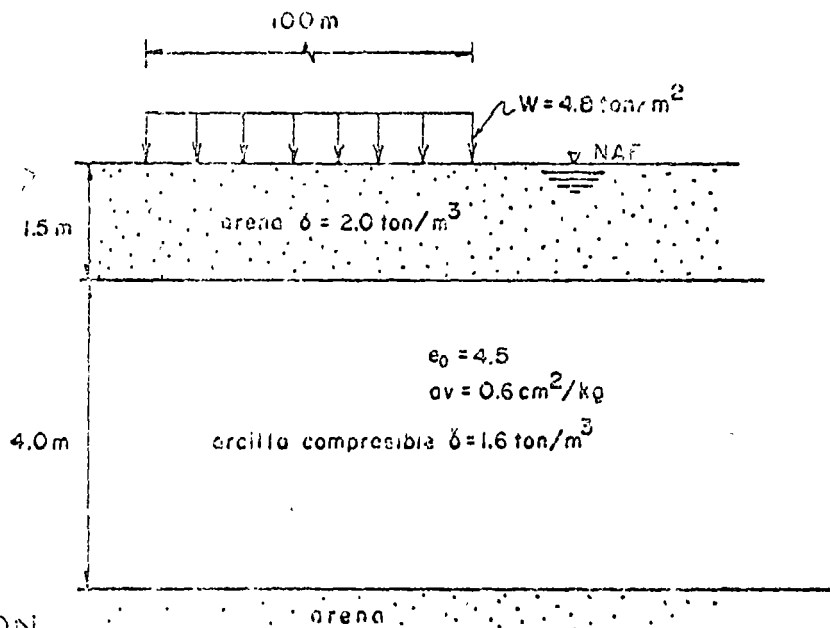
FIG. 9

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  $4.8 \text{ ton/m}^2$ , 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 ( $Z = 3.5 \text{ m}$ ).

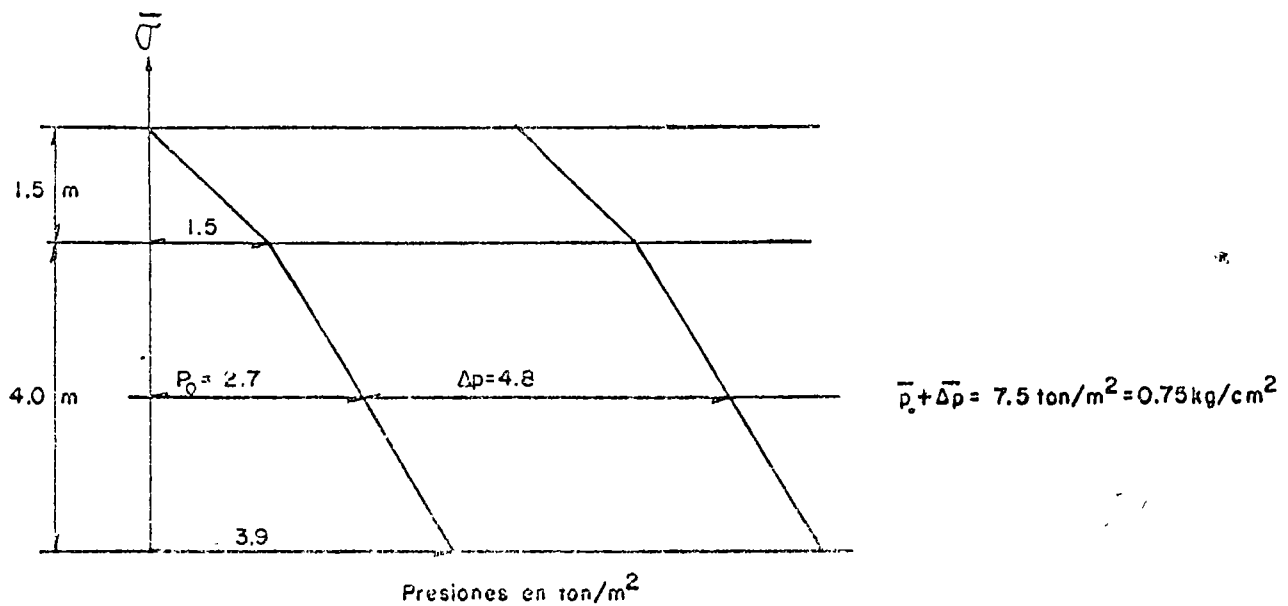
$$\bar{p}_0 = (2.0 - 1.0) 1.5 + (1.6 - 1.0) 2.0$$

$$\bar{p}_0 = 2.7 \text{ ton/m}^2$$

- 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.

$$\bar{u}_z = \bar{\Delta p} = 4.8 \text{ ton/m}^2$$

- 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  $4 t_1$ .
- Duplicue 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:  $H_{\text{especimen}} = 2.520 \text{ cm}$

$t = t_{50} = 570 \text{ seg}$

$t_{50} = 0.197$  (para el 50% de consolidación)

$H_r = 2.520 - 0.172$  (de curva de consolidación) = 2.348 cm

$H_i = \frac{H_r}{2}$  (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

$H_i = 1.174 \text{ de ahí, } H = 200 \text{ cm}$

$$t_{90} = \frac{TH^2}{C_v}$$

$$t_{90} = \frac{0.348 (200)^2}{4.76 \times 10^{-4}}$$

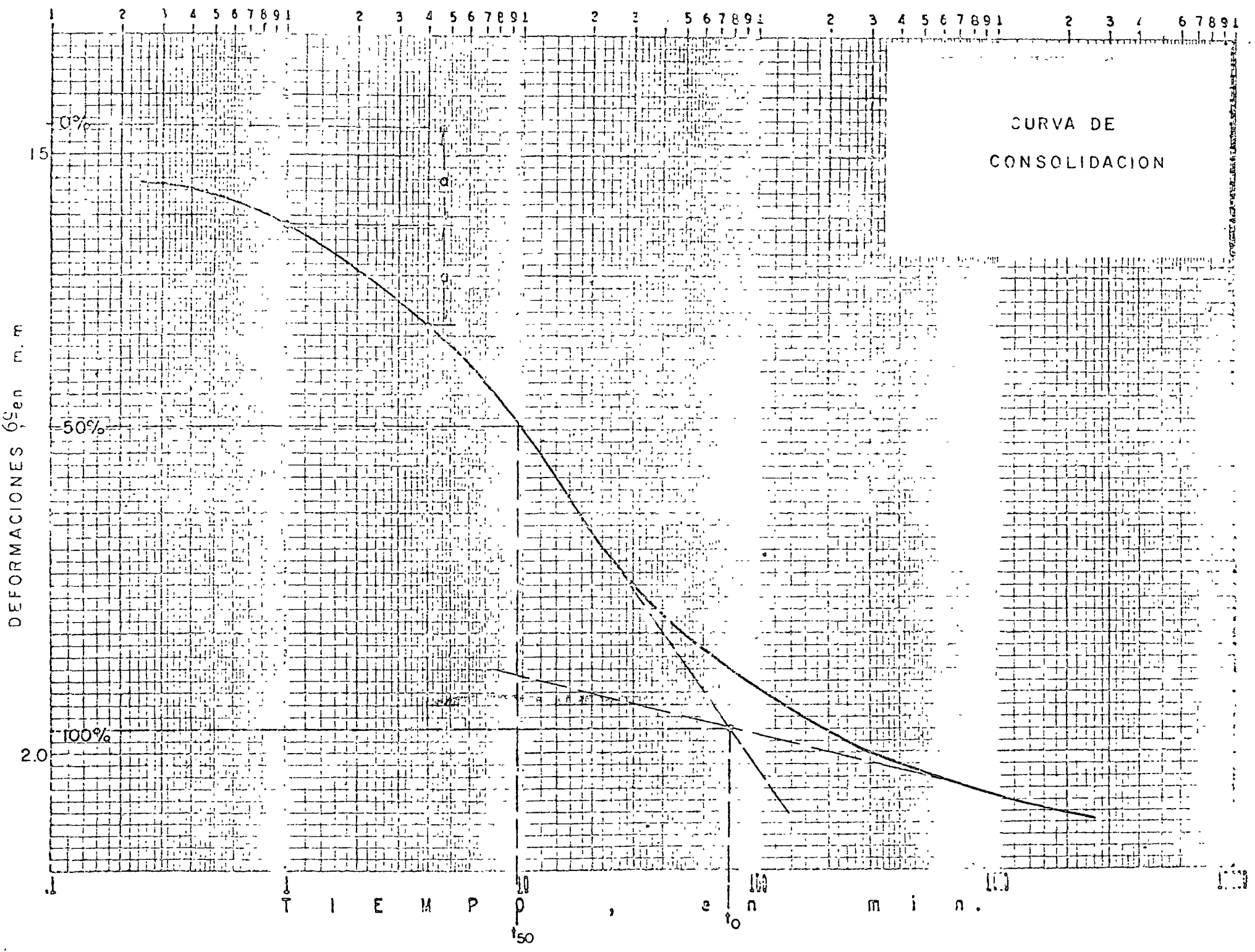
$$t_{90} = 7.126 \times 10^7 \text{ seg}$$

$$t_{90} = 2.26 \text{ años}$$

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.

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 Océano 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/m<sup>3</sup>, 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 ahí 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/m<sup>3</sup>, 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 1o. anterior.

- 3o. De las curvas de consolidación (Fig. 3), obténganse los coeficientes de consolidación secundaria ( $C_{\alpha}$ ) 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:

$\Delta e$  = decremento de relación de vacíos

$C_{\alpha}$  = 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 <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	cm	seg.	—	cm <sup>2</sup> /seg.
1	0.00	0.25	0.125	1.093	31	0.197	$7.592 \times 10^{-3}$
2	0.25	0.50	0.375	0.935	33	0.197	$5.219 \times 10^{-3}$
3	0.50	1.00	0.75	0.773	54	0.197	$2.180 \times 10^{-3}$
4	1.00	2.00	1.5	0.625	72	0.197	$1.069 \times 10^{-3}$

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/cm<sup>2</sup>, es decir, presiones medias del incremento de 0.125, 0.25, 0.50 y 1.0 kg/cm<sup>2</sup>, 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 <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /seg.	—	cm	seg.	años
1'	0	0.25	0.125	$7.59 \times 10^{-3}$	1.127	400	$2.40 \times 10^7$	0.75
2'	0	0.5	0.25	$6.35 \times 10^{-3}$	1.127	400	$2.80 \times 10^7$	0.9
3'	0	1.00	0.50	$4.10 \times 10^{-3}$	1.127	400	$4.40 \times 10^7$	1.4
4'	0	2.00	1.00	$1.50 \times 10^{-3}$	1.127	400	$1.20 \times 10^8$	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	$\bar{\sigma}_i$	$\bar{\sigma}_f$	$e_{100}$	$C_\alpha$	$t_1$	$t_2$	$\Delta e$
No.	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	—	—	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  $\Delta e$  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/m<sup>2</sup>. 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/m<sup>2</sup>. Trabajando por tanteos se llega a que considerando una presión final de 2.05 ton/m<sup>2</sup>, 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/cm<sup>2</sup>.

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 primaria.

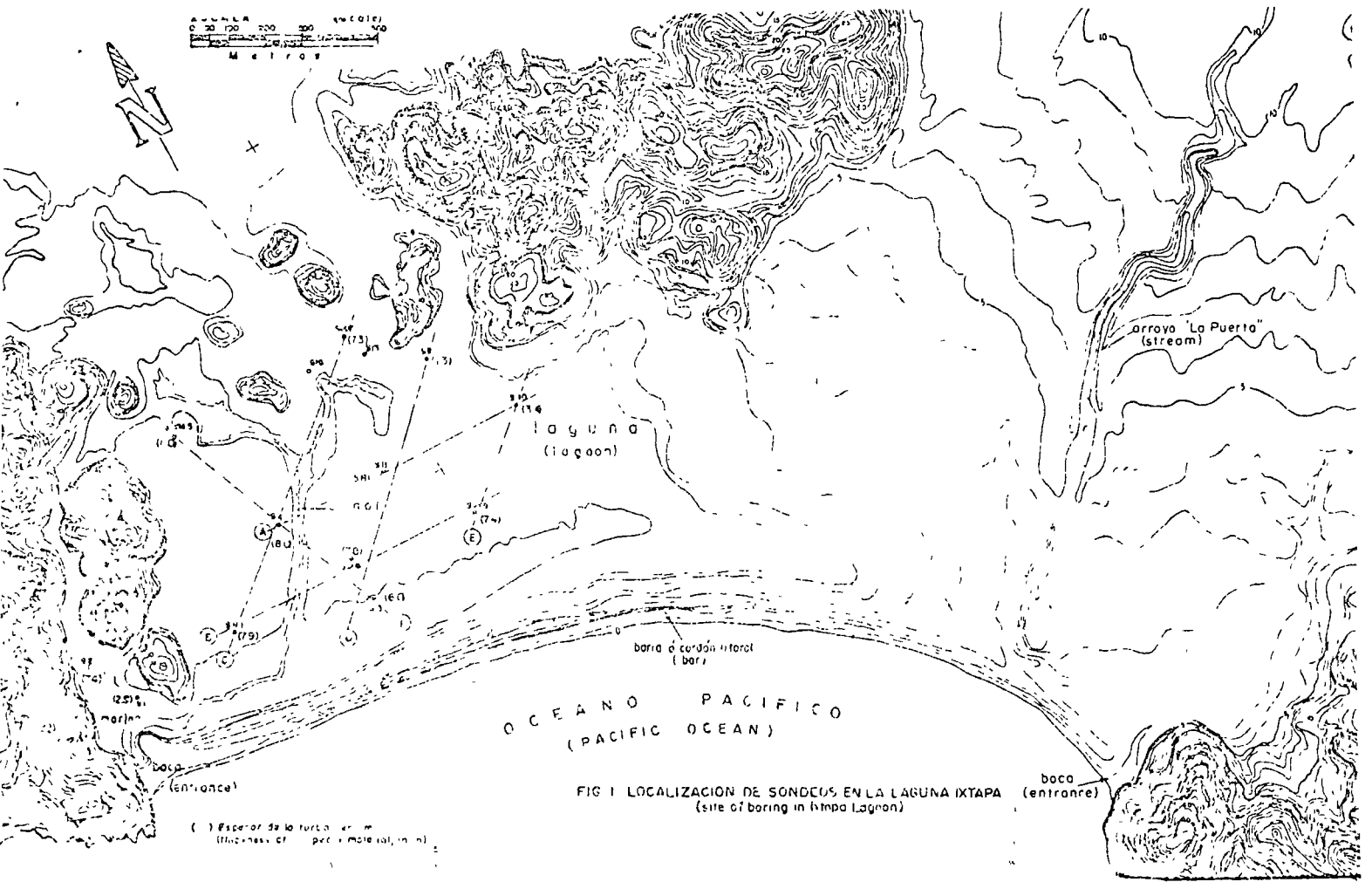


FIG 1 LOCALIZACION DE SONDEOS EN LA LAGUNA IXTAPA (site of boring in Ixtapa Lagoon)

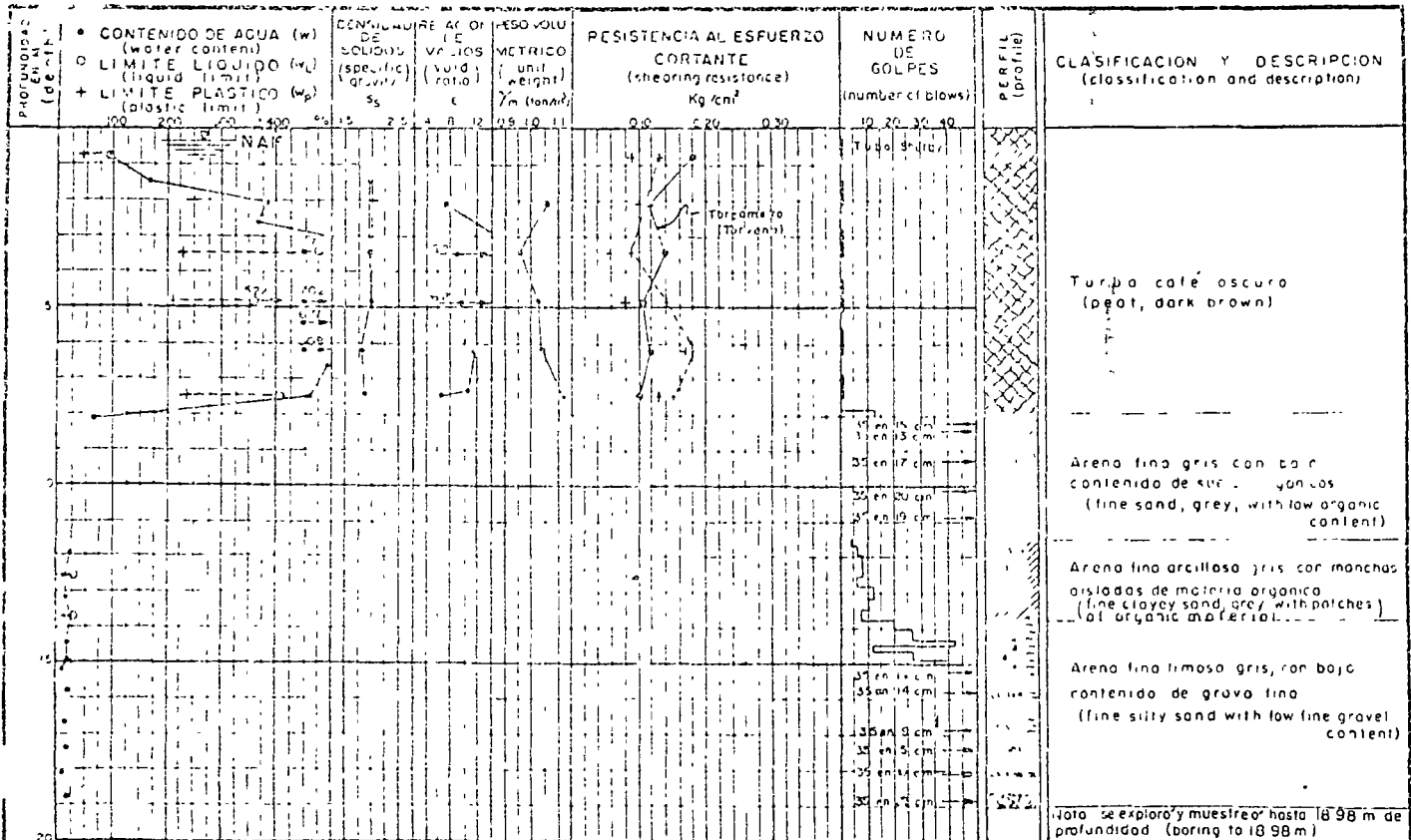


FIG 2 ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO EN EL SONDEO SM1 (Stratigraphy and soil properties in boring SM1)

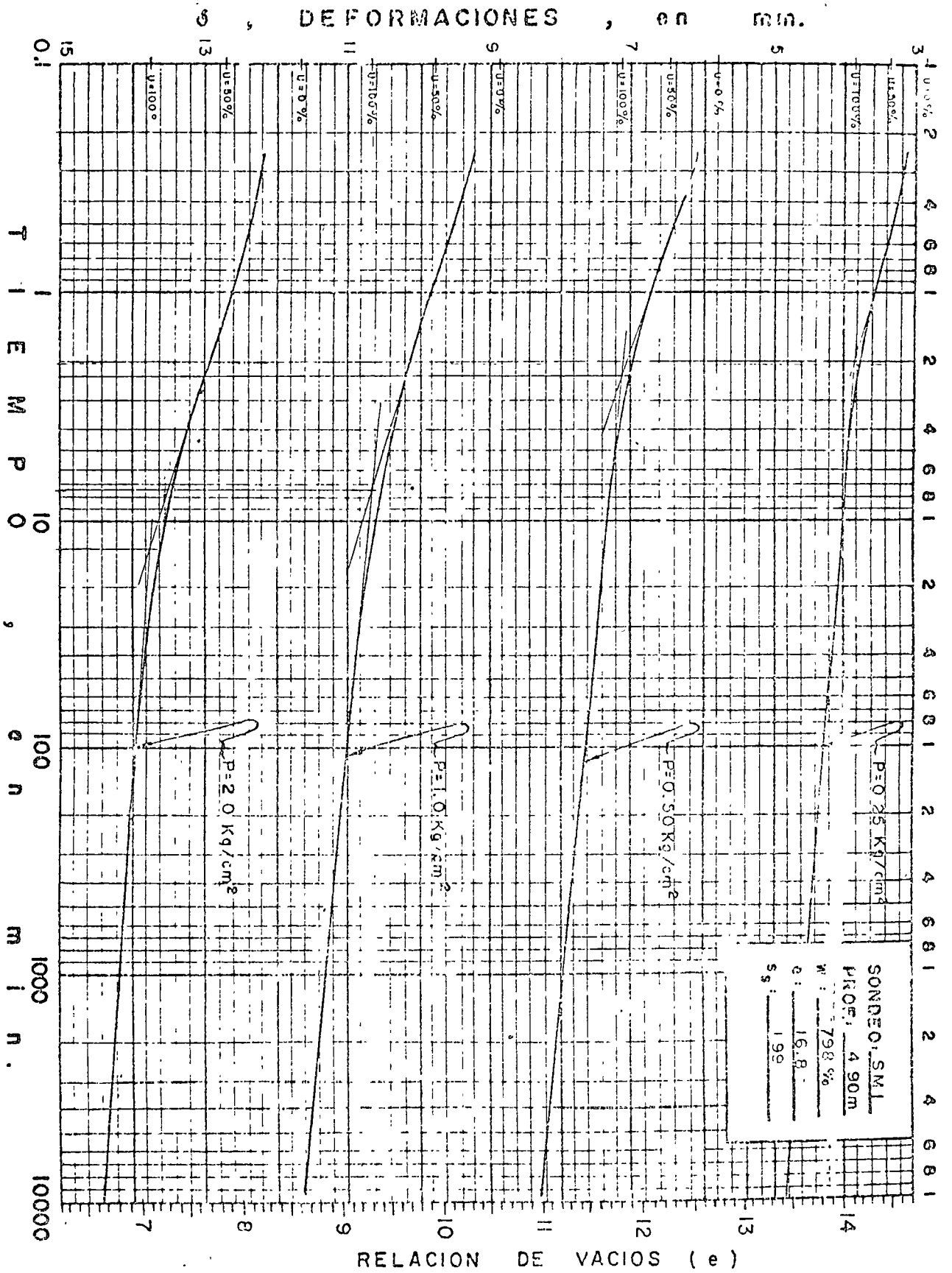


FIG. 3 CURVAS DEFORMACION VS. TIEMPO SONDEO SMI

SONDEO	PROF (m)	S <sub>s</sub>	w <sub>L</sub> %	e <sub>1</sub>	C <sub>u</sub> %
SM-1	4.90	1.99	798	16.8	94.3

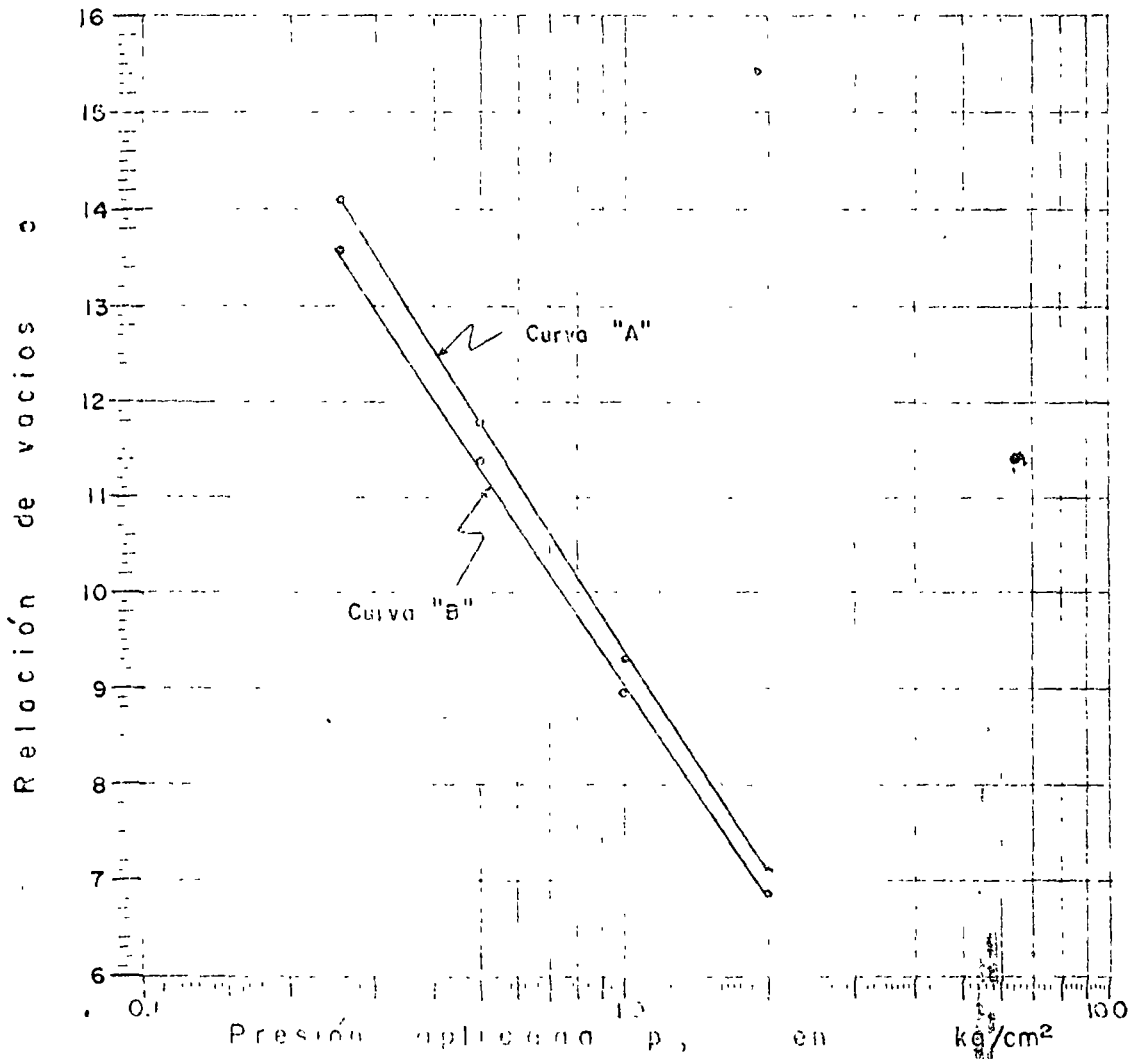


FIG. 4

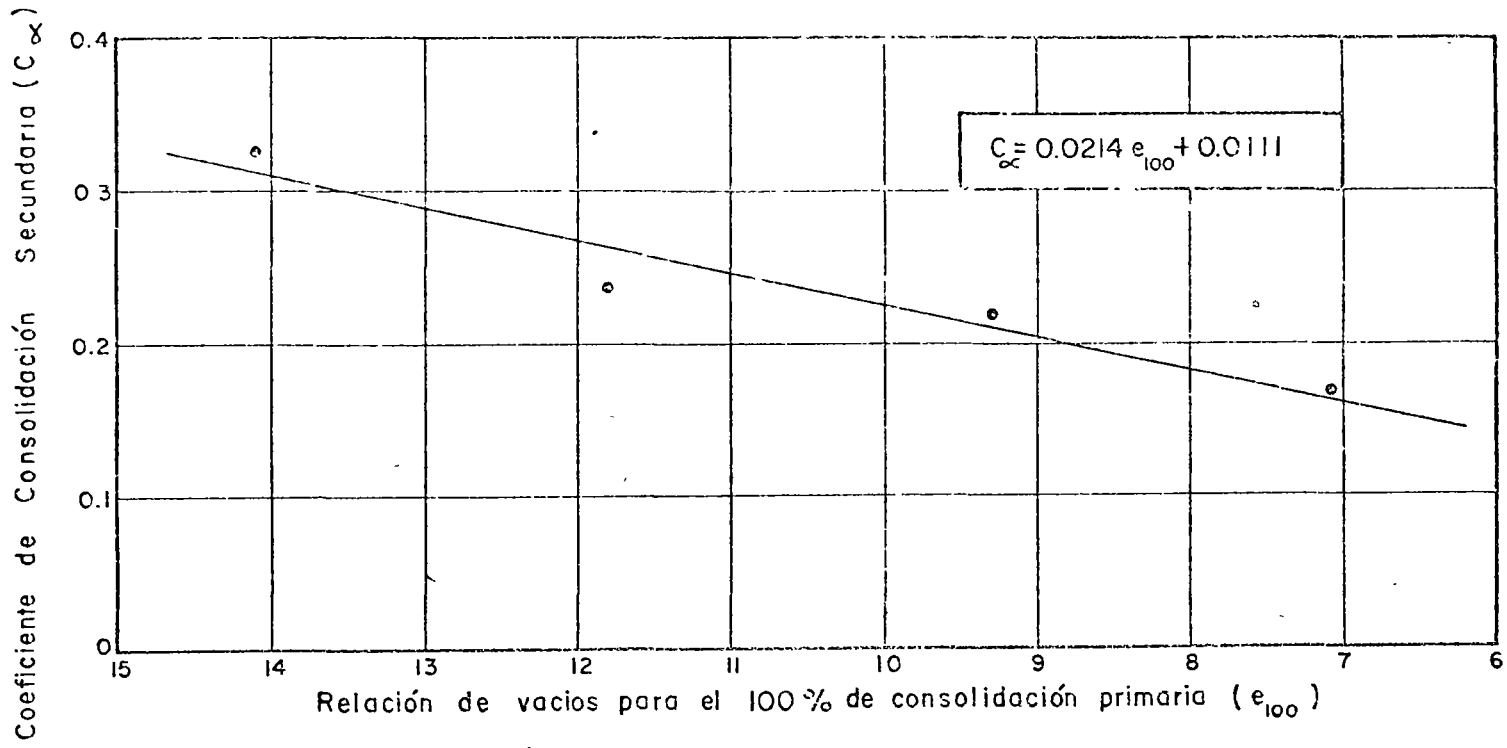


FIG. 5

Coeficiente de consolidación ( $C_v$ ), en  $10^{-5}$  cm<sup>2</sup>/seg.

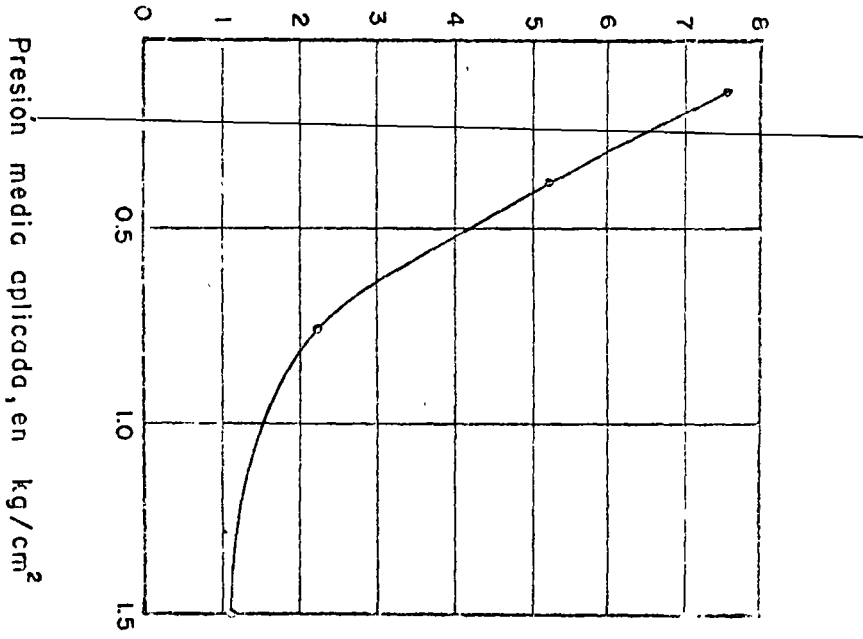
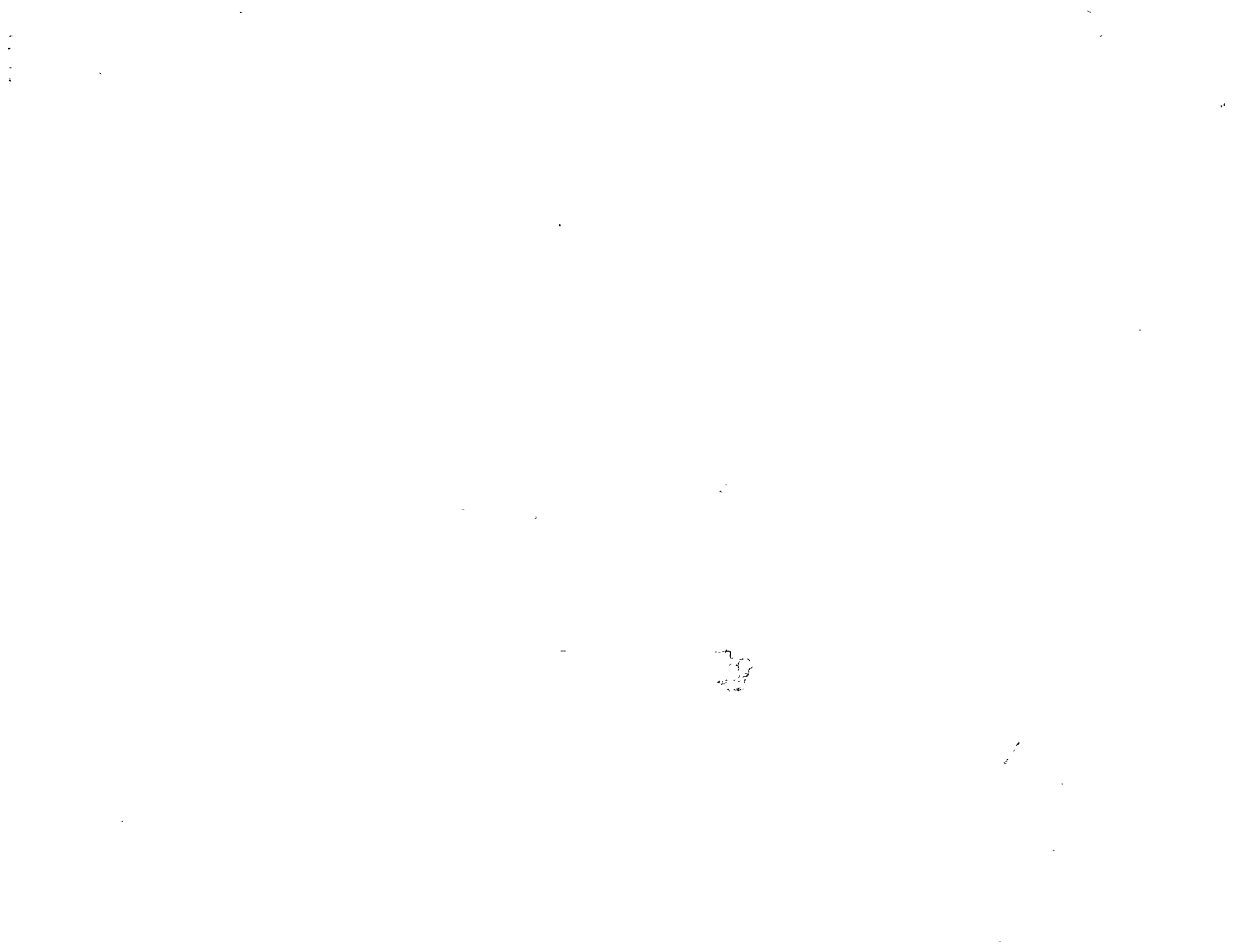


FIG. 6





CENTRO DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA, UNAM

PARTE 1 DEL TEMA 4:  
ASENTAMIENTO DE CIMENTACIONES SOMERAS  
DEL CURSO:  
DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES SOMERAS

28 de febrero de 1974

Guillermo Springall C.

## TEMA 4

### ASENTAMIENTO DE CIMENTACIONES SOMERAS

#### 4.1 INTRODUCCION

La aplicación de la Ingeniería de Cimentaciones, como parte que es de la Ingeniería Civil, tiene como objetivo final la obtención de obras estables y económicas. Ambos requisitos son inseparables e indispensables en las buenas aplicaciones.

Cuando la condición de estabilidad de una cimentación no se cumple, en general ocurre no sólo la falla en este sentido, sino también en el económico.

La literatura técnica universal está saturada de un gran número de fallas de cimentaciones de edificios, puentes, caminos, presas, etc., en todo tipo de suelos y rocas, y día a día nos enteramos de otras nuevas.

En nuestra Ciudad de México, calificada por los ingenieros de suelos como el laboratorio a escala natural más grande del mundo, también observamos a diario fallas y comportamientos defectuosos de las cimentaciones. Baste para ello observar la fachada en forma de catenaria del Palacio de Minería por la Calle de Condesa, el hundimiento total del Palacio de Bellas Artes, y un porcentaje muy alto de casas, edificios y construcciones con fuertes asentamientos y fue

ra de la vertical. Pero haciendo un poco de historia reciente, notaremos que en la Ciudad el mal comportamiento de muchas cimentaciones, además de los asentamientos por consolidación causados por peso propio, han influido agentes externos, como sismos (recuérdese el sismo del 28 de julio de 1957 y otros posteriores); el hundimiento regional que en lo que va transcurrido del siglo ha alcanzado cerca de 7 m en la zona céntrica; la presencia de antiguas minas en los lomeríos del Poniente.

Son muy ilustrativas y viene al caso mencionar las palabras de un ingeniero extranjero en la sesión de clausura del Primer Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, celebrado en México en 1959, que en verdad sorprendido expresó: "me imagino a los ingenieros de México que al empezar el día una de sus actividades de rutina es tomar el teléfono para informarse hacia qué lado se inclinó anoche el edificio fulano y el edificio zutano cuánto se hundió, como si fueran médicos preguntando por la temperatura y el estado en que amanecieron sus pacientes".

Pero no únicamente en la Ciudad de México existen problemas de hundimientos, también los hay a todo lo largo y ancho del territorio nacional, y si en ella son muy notorios es indudablemente debido a las condiciones sui géneris del subsuelo y a la gran concentración de un sinnúmero de edificaciones. Por ejemplo, hundimientos por licuación ocurrieron en Coatzacoalcos durante el Macrosismo de Jaltipan; proble

mas potenciales de asentamientos por fallas de bóvedas de cavernas los hay en Yucatán; asentamientos y fallas totales por socavación de cimientos de puentes, algunas recientes como los ocurridos en la zona ciclónica del Pacífico; comportamientos defectuosos debidos a sue los expansivos y colapsibles en diversas localidades, etc.

## 4.2 CAUSAS DE ASENTAMIENTO

La experiencia ha demostrado que las fallas de cimentaciones obedecen, en general, a asentamientos excesivos e intolerables para las estructuras. Las fallas por resistencia al corte de los suelos ocurren en menor número, ya que usualmente es posible aplicar márgenes de seguridad amplios.

Causas de asentamiento de estructuras son las siguientes:

- a) peso propio,
- b) recompresión al volver a cargar un terreno expandido,
- c) saturación del terreno, como el fenómeno del colapso,
- d) sismo y vibración, por ejemplo, el fenómeno de licuación,
- e) fallas de techos de cavernas o minas,
- f) contracción de arcillas por secado,
- g) falta o pérdida de apoyo lateral,
- h) erosión del subsuelo: socavación y tubificación,
- i) extracción de agua del subsuelo: bombeo profundo de acuíferos y en construcciones cercanas,
- j) asentamiento de construcciones o sobrecargas vecinas,
- k) acción química y degradación de materia orgánica,
- l) remoldeo de arcillas,
- m) otras causas.

Con frecuencia el asentamiento de una estructura es debido a dos o

más causas.

En pocos casos es posible determinar la magnitud del asentamiento, al menos con cierta aproximación, como el debido a peso propio. En la gran mayoría no es posible cuantificar el orden de magnitud y el ingeniero aplica medidas para evitarlos, jugando un papel determinante la información del subsuelo, el comportamiento de estructuras en condiciones semejantes, el criterio y la experiencia, para predecir su probabilidad de ocurrencia y daños que pudiera ocasionar.

Existen otras causas que no son predictibles, que solo cuando se presentan se aplican medidas para evitar o disminuir sus efectos en la estructura erigida.

### 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:

$\Delta H_t$  , asentamiento total,

$\Delta H_e$  , asentamiento elástico,

$\Delta H_p$  , asentamiento por consolidación primaria,

$\Delta H_s$  , asentamiento por consolidación secundaria.

Dependiendo del tipo y características (inherentes 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.

$$\Delta H_t \cong \Delta H_e \quad (2)$$

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:

$$\Delta H_t = \Delta H_p + \Delta H_e \cong \Delta H_p \quad (3)$$

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:

$$\Delta H_t \cong \Delta H_p + \Delta H_s \quad (4)$$

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 simplificatorias 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:

$\sigma$ , 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.

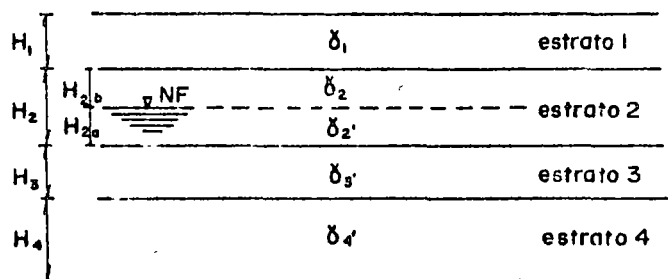


Fig. 1

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:

$\gamma$ , peso volumétrico natural del suelo sobre el nivel freático,

$\gamma'$ , peso volumétrico del suelo sumergido, igual a  $\gamma - \gamma_w$ , donde  $\gamma_w$  es el peso volumétrico del agua que se considera igual a 1 ton/m<sup>3</sup>,

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/m<sup>3</sup>; nivel freático a 3 m de profundidad; los diagramas de presiones totales, de poro y efectivas, serán:

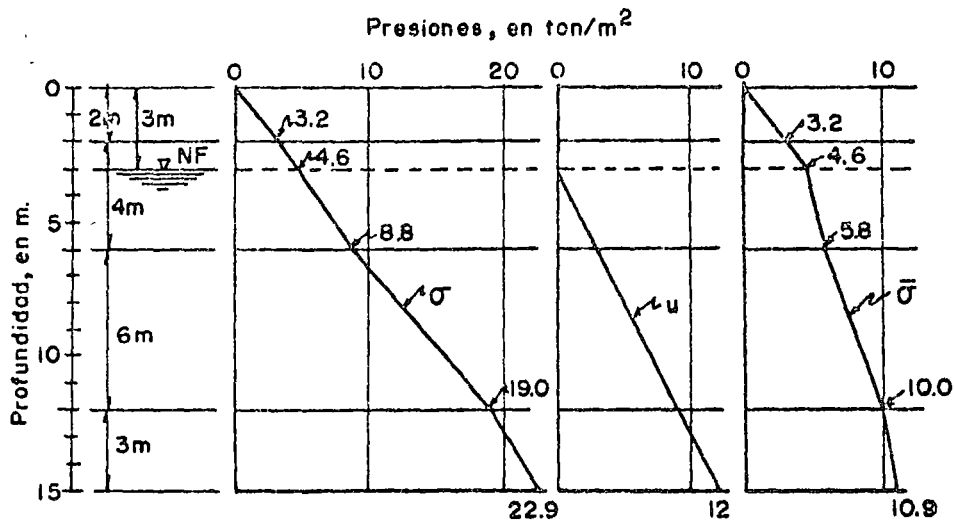


Fig. 2. Ejemplo de distribución de presiones

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 hidrodinám-

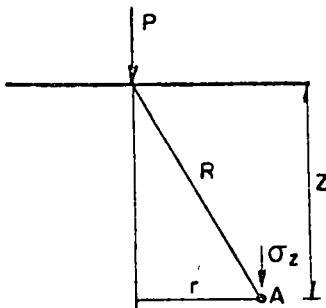
mica del agua del subsuelo, además de la hidrostática.

#### 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:

$\sigma_z$  , esfuerzo vertical debido a la carga P,

z y r, profundidad y distancia horizontal del punto A en que se desea conocer  $\sigma_z$ .

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 contínuas, losa corrida y cajón parcialmente compensado.

Area de influencia =  $0.005 w$

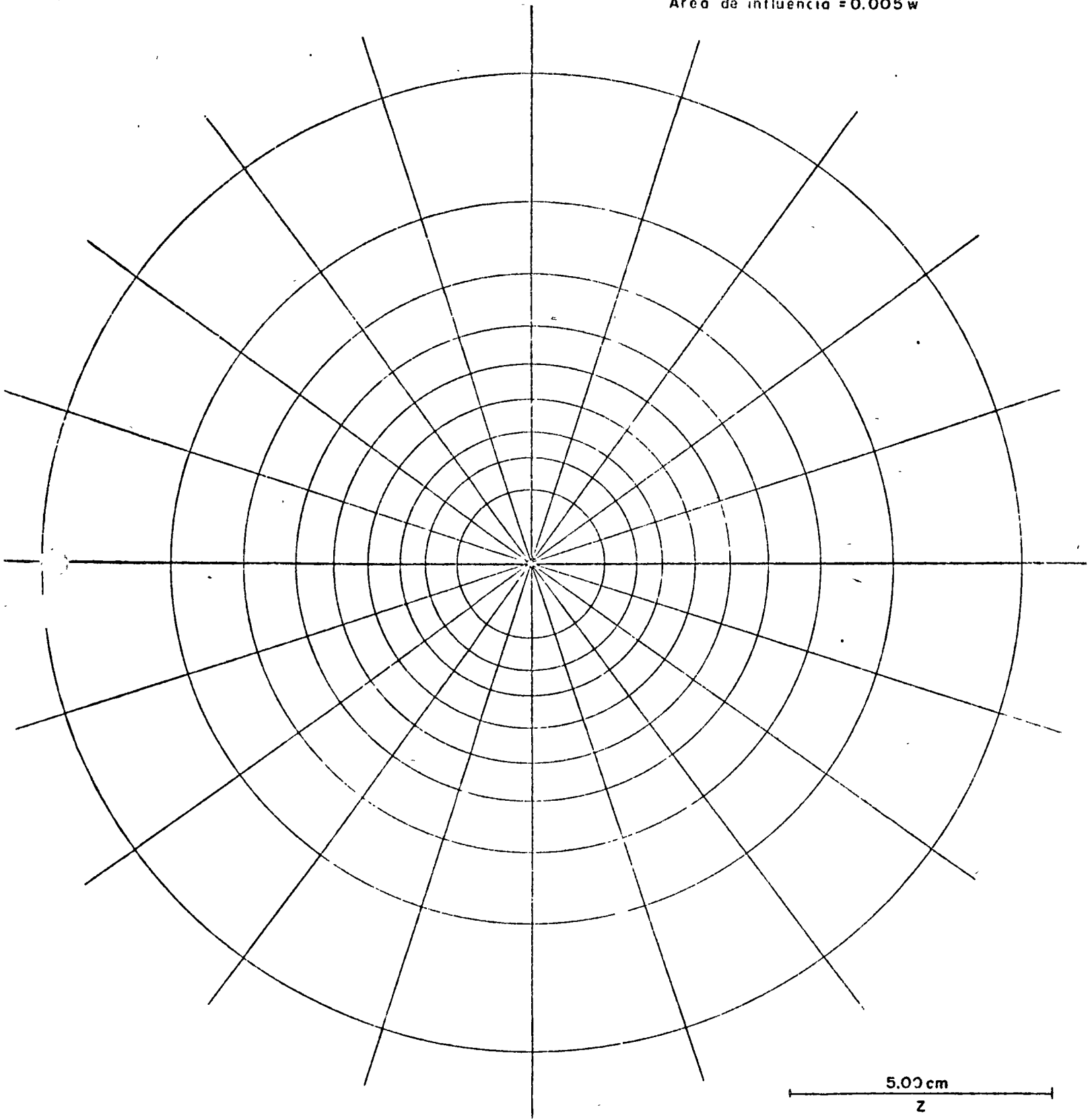


Fig. 3. Carta de Newmark

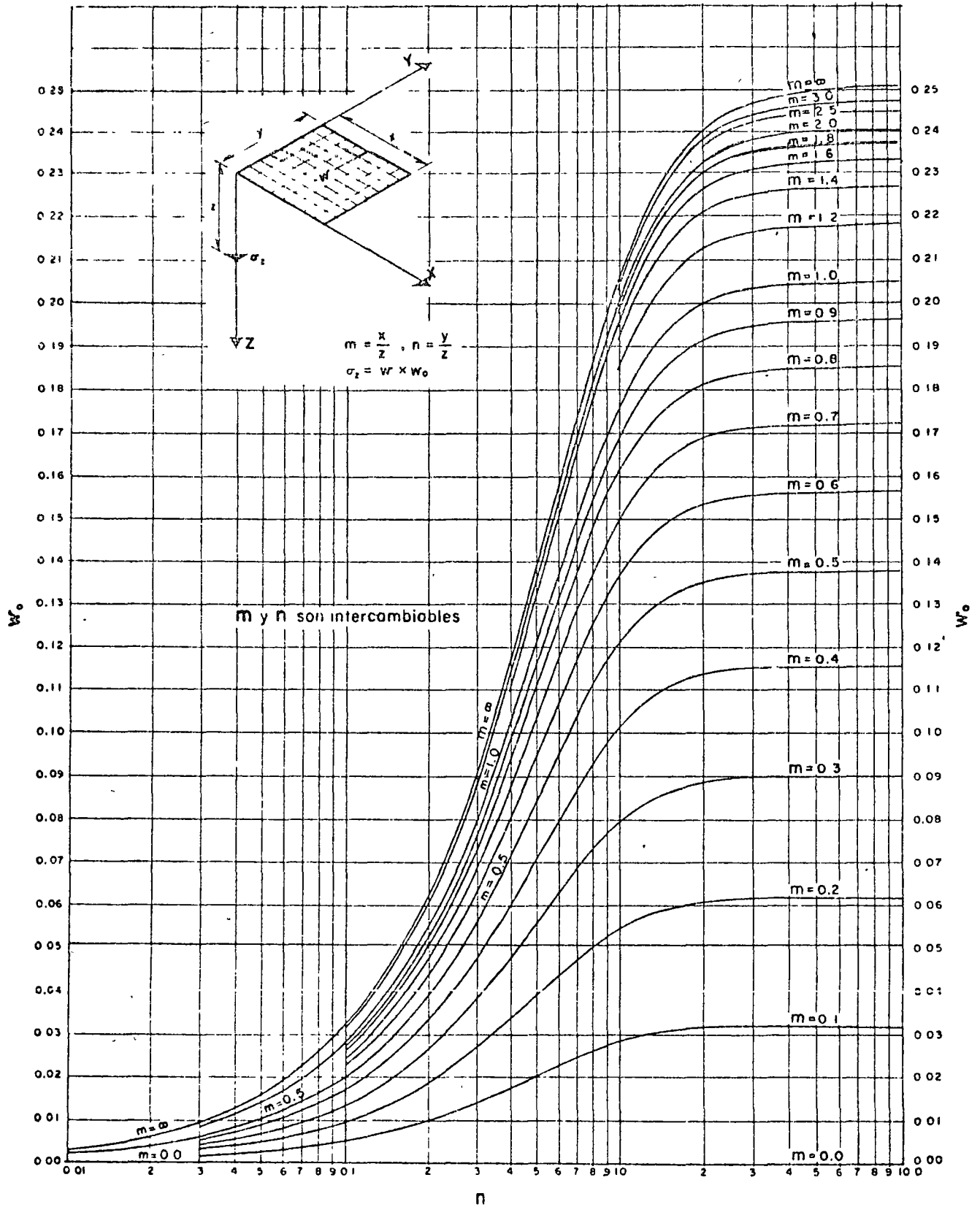
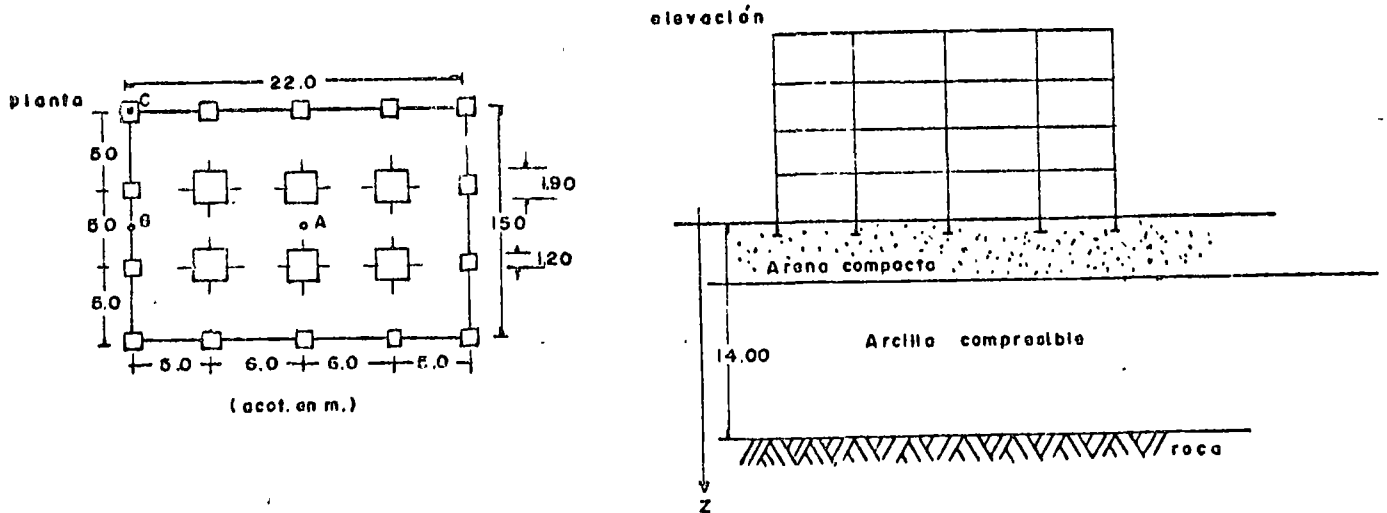


Fig. 4. Gráfica de Fadum



## 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 ( $4 \text{ ton/m}^2$ ). 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  $35 \text{ ton/m}^2$ . Para el cálculo utilice la carta de Newmark anexa.



## SOLUCION

- 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.
- 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.
- Calcule las presiones a las distintas profundidades elegidas mediante la expresión:

$$\sigma_z = w \cdot I \cdot N$$

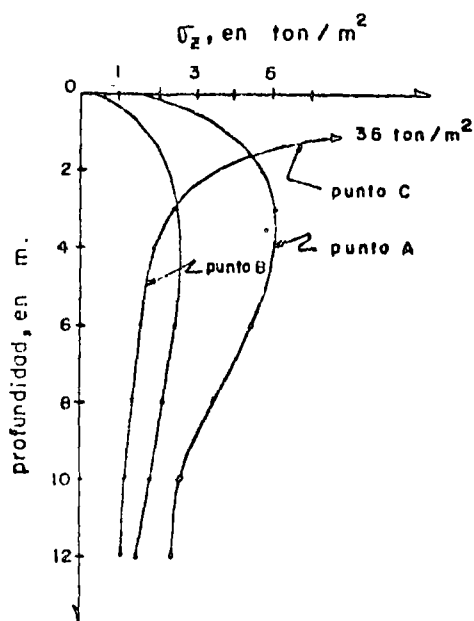
En este ejemplo:  $\sigma_z = 35 \times 0.005 N$

$$\sigma_z = 0.175 N, \text{ en ton/m}^2$$

Los valores de  $\bar{\sigma}_z$  aparecen en la tabla

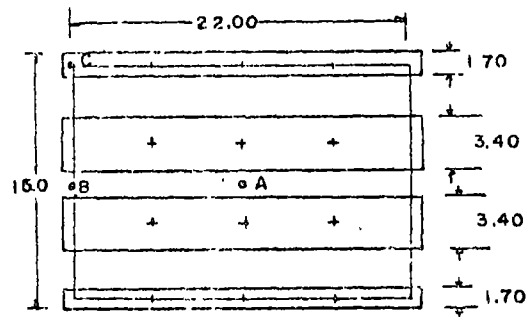
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)
Z (m)	largo (m)	ancho (m)	zapatas perimetrales (cm)	zapatas centrales (cm)	Punto A		Punto B		Punto C	
					N	$\bar{\sigma}_z$	N	$\bar{\sigma}_z$	N	$\bar{\sigma}_z$
3.0	36.6	25.0	2.0	3.2	29	5.1	14	2.5	13	2.3
6.0	18.3	12.5	1.0	1.6	26	4.6	13	2.3	9	1.6
8.0	13.8	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 desplazado en zapatas corridas, diseñadas para una presión de contacto de  $6 \text{ ton/m}^2$ . Para el cálculo utilice la carta de Newmark.



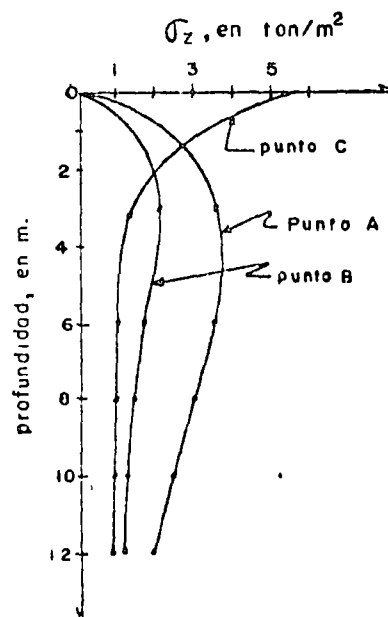
## SOLUCION

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:

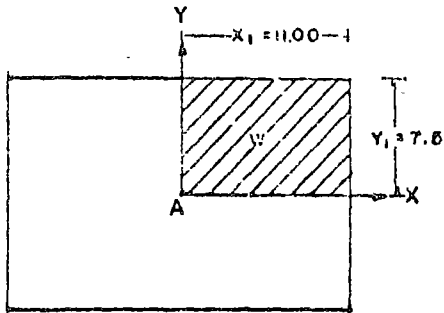


### EJERCICIO 3

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  $4 \text{ ton/m}^2$ , más  $1 \text{ ton/m}^2$  como peso de la subestructura. Aplique para el cálculo la gráfica de Fadum.

### SOLUCION

1o. Para el Punto A:

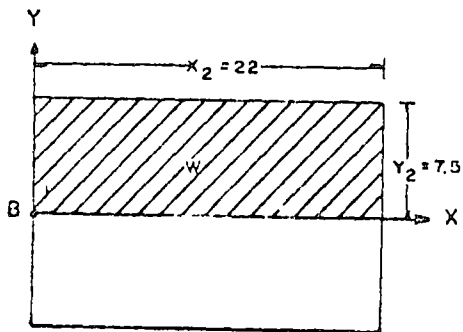


$$m_1 = \frac{x_1}{z_1}$$

$$n_1 = \frac{y_1}{z_1}$$

$$\bar{\sigma}_z = 4 \cdot w \cdot w_0$$
$$\bar{\sigma}_z = 20 \cdot w_0, \text{ en ton/m}^2$$

2o. Para el Punto B:

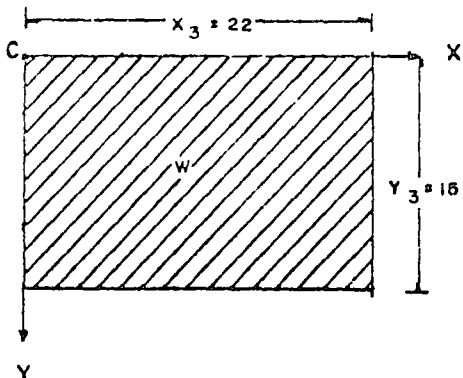


$$m_2 = \frac{x_2}{z_2}$$

$$n_2 = \frac{y_2}{z_2}$$

$$\bar{\sigma}_z = 2 \cdot w \cdot w_0$$
$$\bar{\sigma}_z = 10 \cdot w_0, \text{ en ton/m}^2$$

3o. Para el Punto C:



$$m_3 = \frac{x_3}{z_3}$$

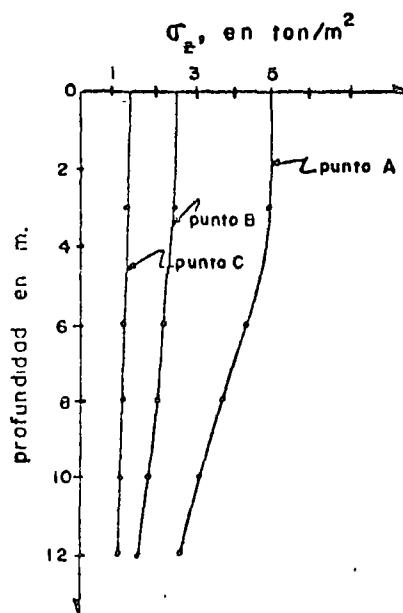
$$n_3 = \frac{y_3}{z_3}$$

$$\bar{\sigma}_z = w \cdot w_0$$
$$\bar{\sigma}_z = 5 \cdot w_0, \text{ en ton/m}^2$$

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  $\bar{\sigma}_z$ .

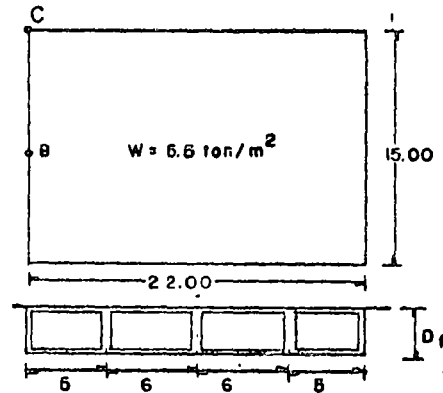
Z (m)	Punto A				Punto B				Punto C			
	$m_1$	$n_1$	$w_o$	$\bar{\sigma}_z$	$m_2$	$n_2$	$w_o$	$\bar{\sigma}_z$	$m_3$	$n_3$	$w_o$	$\bar{\sigma}_z$
3.0	3.67	2.50	0.244	4.9	7.33	2.50	0.245	2.5	7.33	5.00	0.250	1.25
6.0	1.83	1.25	0.213	4.3	3.67	1.25	0.217	2.2	3.67	2.50	0.245	1.23
8.0	1.38	0.94	0.185	3.7	2.75	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  $1.5 \text{ ton/m}^2$  y una descarga neta al subsuelo de  $1 \text{ ton/m}^2$ . El peso volumétrico del terreno es  $1.5 \text{ ton/m}^3$ . Aplique para el cálculo la gráfica de Fadum.



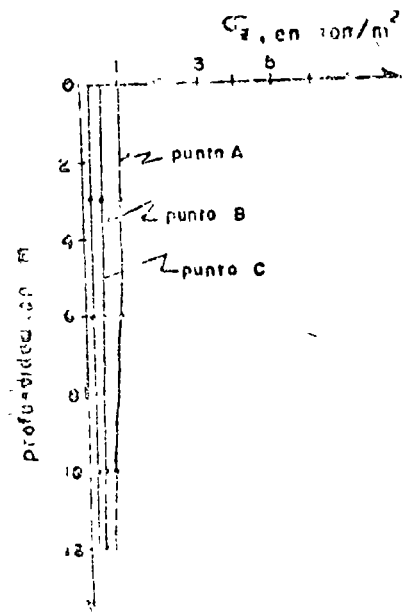
## SOLUCION

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  $1 \text{ ton/m}^2$ . En la siguiente tabla se anotan los valores de  $\sigma_z$ , y en la gráfica su distribución.

Z (m)	Punto A				Punto B				Punto C			
	$m_1$	$n_1$	$w_0$	$\sigma_z$	$m_2$	$n_2$	$w_0$	$\sigma_z$	$m_3$	$n_3$	$w_0$	$\sigma_z$
3.0	3.67	2.50	0.244	0.98	7.33	2.50	0.245	0.49	7.33	5.00	0.257	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



✓

✓

✓

✓

✓

✓

✓

✓

✓

✓



CENTRO DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA, UNAM.

PARTE 2 DEL TEMA 4:  
ASENTAMIENTO DE CIMENTACIONES SOMERAS  
DEL CURSO:  
DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES SOMERAS

5 de marzo de 1974

Guillermo Springall C.

#### 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

$\mu$  , 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  $\mu$ .

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:

$$\Delta H_e = \frac{0.6 w B}{E} = \frac{0.6 P \cdot w}{E} \quad (12)$$

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  $\mu$ .

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 semi-empíricos, 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 compacidad. En este caso se recomienda efectuar pozos a cielo abierto para estimar al menos cualitativamente, el grado de compacidad 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 compactidad, el valor proporcionado por la gráfica de la Fig. 5 es conservador.

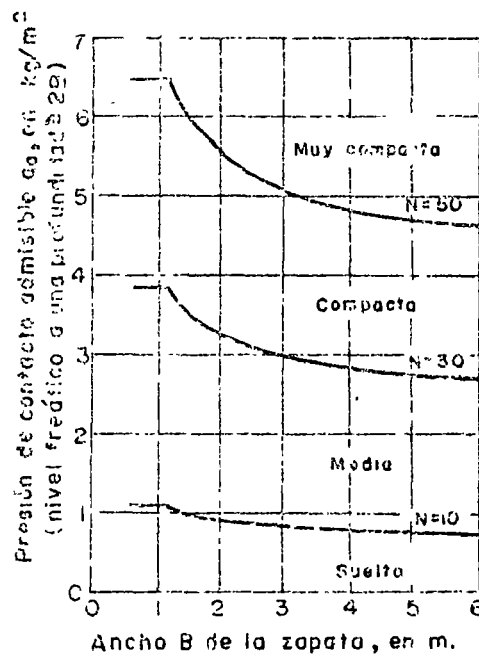


FIG. 5. Presión de contacto admisible de zapatas en arena, a partir de la prueba de penetración estándar.

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 compactidad, 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/m<sup>2</sup>.

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.

## SOLUCIÓN

Aplicase 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 cimientó 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,  $20 \text{ ton/m}^2$  para arena saturada.
3. Cálculase nuevamente B para  $20 \text{ ton/m}^2$ , 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  $19 \text{ ton/m}^2$  para arena saturada. Este último valor es prácticamente igual a  $20 \text{ ton/m}^2$ , por lo que se acepta como bueno.

En resumen, la zapata se diseñará para una presión de contacto de  $20 \text{ ton/m}^2$  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.

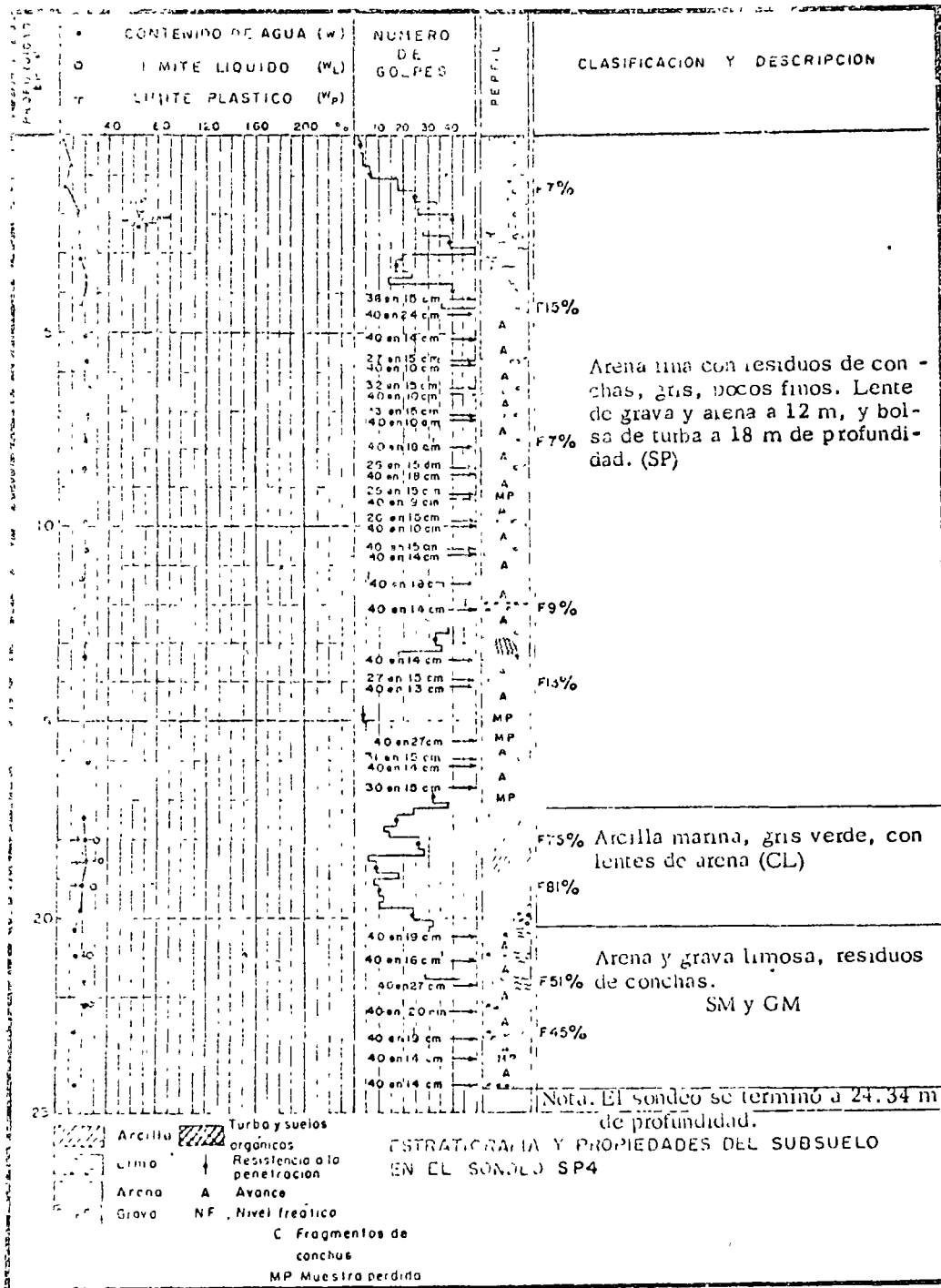


Figura del Ejercicio 5.

## 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, elastico, 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  $\mu$ . 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  $\mu$  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 su poniendo 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/m<sup>2</sup>, E = 50 kg/cm<sup>2</sup> y  $\mu = 0.3$ . Se desea calcular el asentamien-

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)

$$S_o = 0.02 \times 0.91 \times 112 \times 0.5 \times \frac{1500}{50} = 30.6 \text{ cm}$$

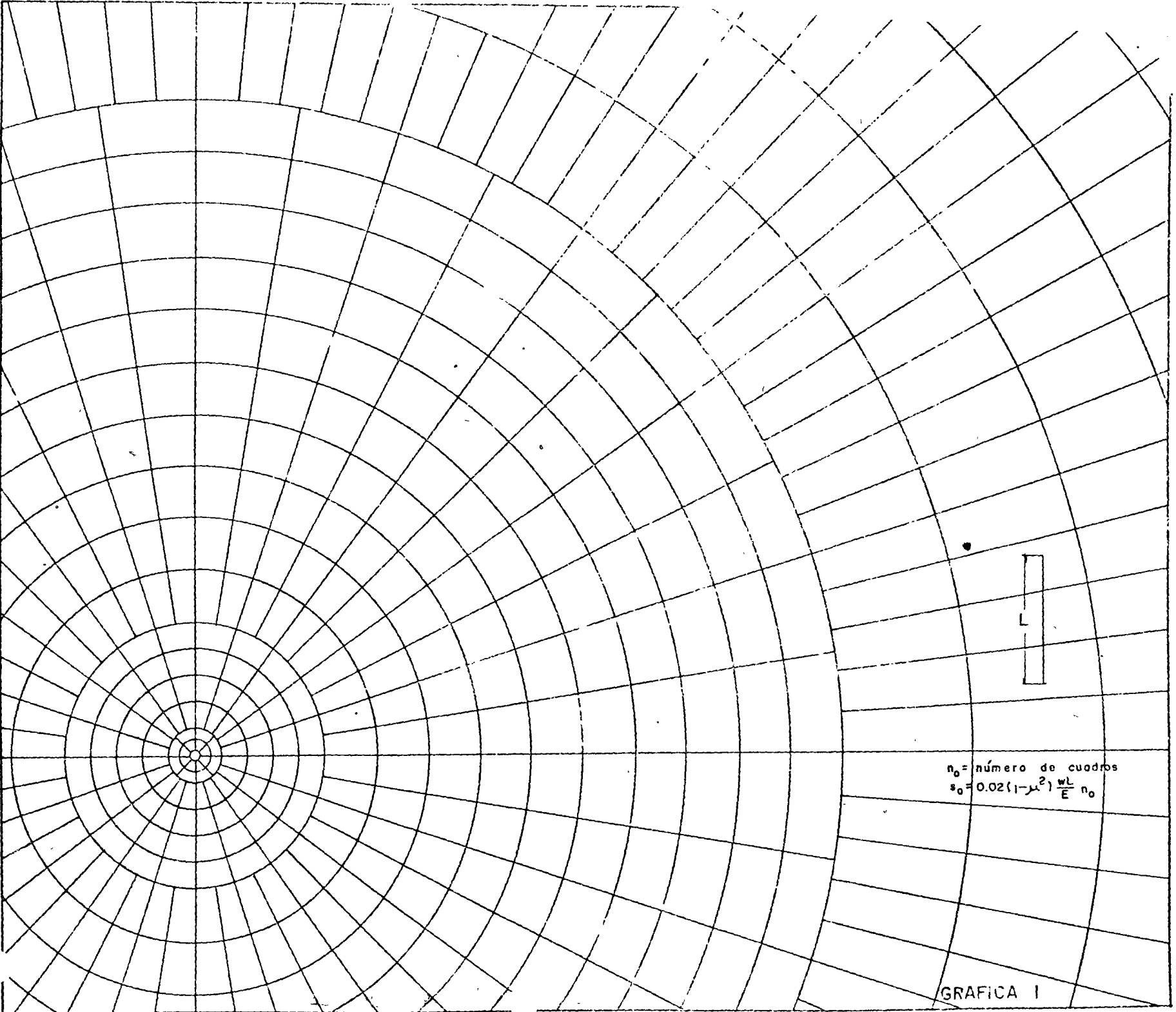
y a 15 m de profundidad, utilizando la expresión (2):

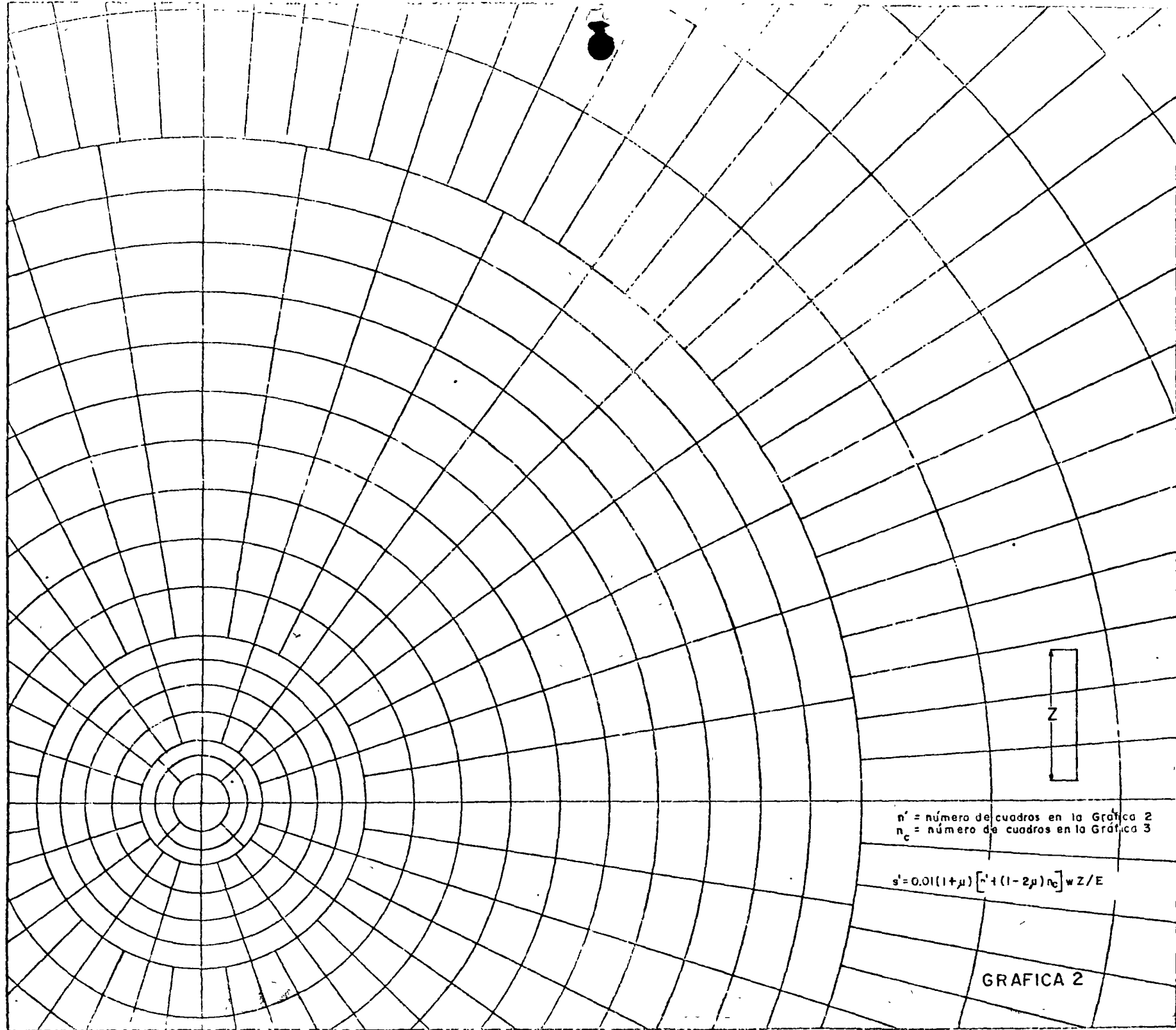
$$S' = 0.01 \times 1.3 (84 + 0.4 \times 50) \times 0.5 \times \frac{1500}{50} = 20.3 \text{ cm}$$

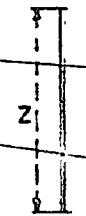
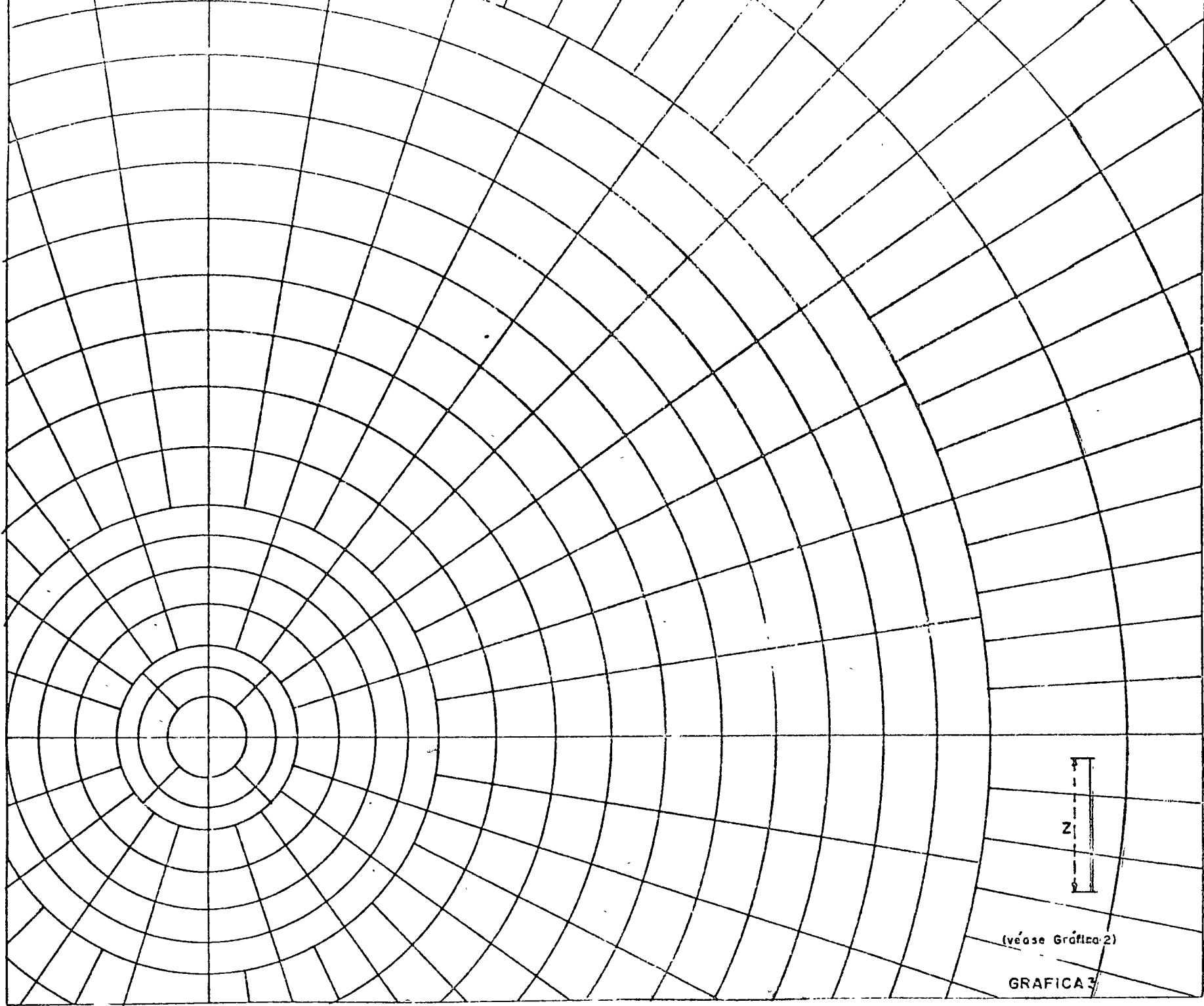
Con objeto de ilustrar la influencia de  $\mu$ , si se considera en el mismo ejercicio que vale 0.5, se obtiene, aplicando las expresiones (15) y (16):

$$S_o = 25.2 \text{ cm}$$

$$S' = 18.9 \text{ cm}$$







(véase Gráfica 2)

GRAFICA 3



#### 4.5.2 Cálculo de asentamientos por consolidación primaria

El asentamiento  $\Delta H$  por compresión de un estrato de espesor  $H$  y relación de vacíos inicial  $e_0$ , debido a un cambio de ésta ( $\Delta e_0$ ), es:

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1+e_0} H \quad (17)$$

Para calcular  $\Delta H$  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 ( $\Delta H_c$ ) es el siguiente:

$$\Delta H_c = C \Delta H \quad (18)$$

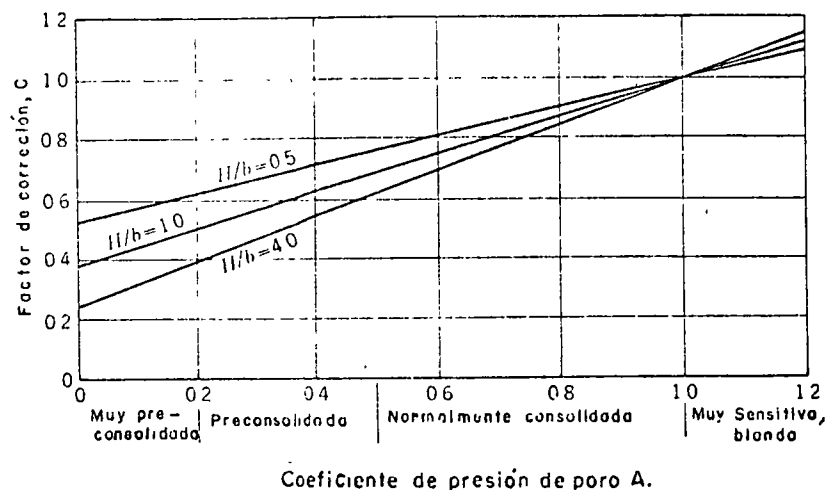


Fig. 9 Factores de corrección de asentamientos

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

$\Delta p$ , incremento de presión

Como ejemplo de una aplicación real del cálculo de asentamientos a partir de la expresión 17, 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.

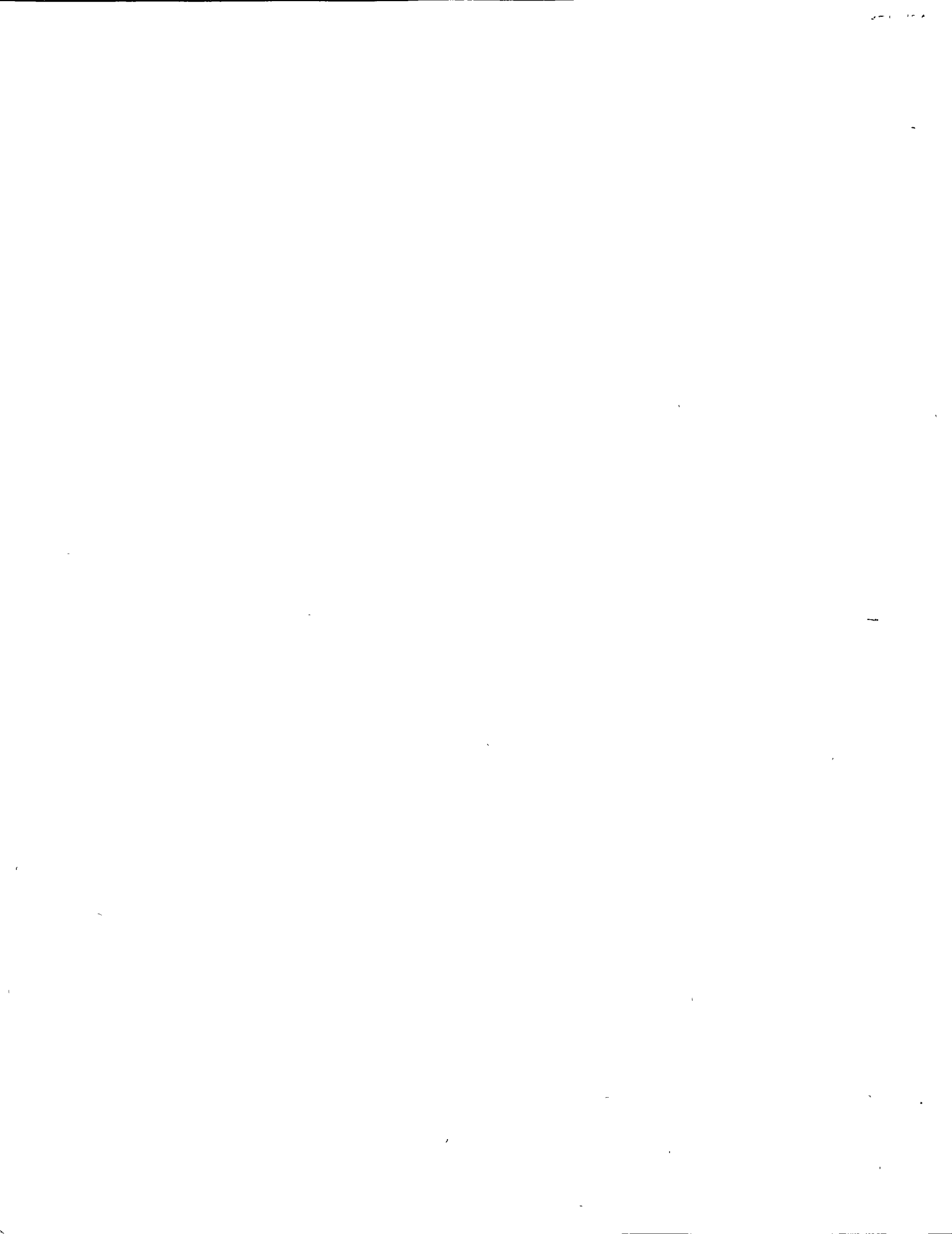
- g) Determinación de la presión efectiva inicial ( $p_0$ ) al centro de cada estrato, así como del incremento de presión medio ( $\Delta p$ ).
- h) Cálculo en cada estrato de  $\Delta e$  para el incremento  $\Delta p$ , utilizando las curvas e-log p.
- i) Aplicación de la expresión 17.
- j) Corrección 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.



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.

## 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.

## 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:

$$S_0 = 0.02 (1 - \mu) \frac{2\Delta p L}{E} n_0$$

donde:

$n_0$ , 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:

$n'$ , número de cuadros cubiertos en la Gráfica 2 (pág. 36)

$n_c$ , número de cuadros cubiertos en la Gráfica 3 (pág. 37)  
(sólo para corregir por  $\mu \neq 0.5$ ).

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.



### Expansión Primera Capa Dura

Al centro

$$S' = 0.01 (1 + 0.5) \frac{3.4 \times 24.7}{1040} \times 24 = 0.029$$

$$S' = 0.01 (1 + 0.5) \frac{3.4 \times 32}{1040} \times 15 = 0.024$$
$$\frac{0.005 \text{ m}}{0.005 \text{ m}} = 0.5 \text{ cm}$$

En esquina

$$S' = 0.01 (1 + 0.5) \frac{3.4 \times 24.7}{1040} \times 16.5 = 0.020$$

$$S' = 0.01 (1 + 0.5) \frac{3.4 \times 32}{1040} \times 11 = 0.017$$
$$\frac{0.003 \text{ m}}{0.003 \text{ m}} = 0.3 \text{ cm}$$

$$\text{Expansión total al centro} = 0.5 + 6.1 + 0.5 = 7.1 \text{ cm}$$

$$\text{Expansión total en esquina} = 0.1 + 2.1 + 0.3 = 2.5 \text{ cm}$$

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.

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

$$S' = 0.01 (1 + 0.5) \frac{3.4 \times 4.7}{400} \times 228 = 0.137$$

$$S' = 0.01 (1 + 0.5) \frac{3.4 \times 24.7}{400} \times 24 = \frac{0.076}{0.061 \text{ m}} = 6.1 \text{ cm}$$

En esquina

$$S' = 0.01 (1 + 0.5) \frac{3.4 \times 4.7}{400} \times 121 = 0.073$$

$$S' = 0.01 (1 + 0.5) \frac{3.4 \times 24.7}{400} \times 16.5 = \frac{0.052}{0.021 \text{ m}} = 2.1 \text{ cm}$$

## 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 neutras en el sub suelo 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:

$\Delta H$  = expansión total, en m

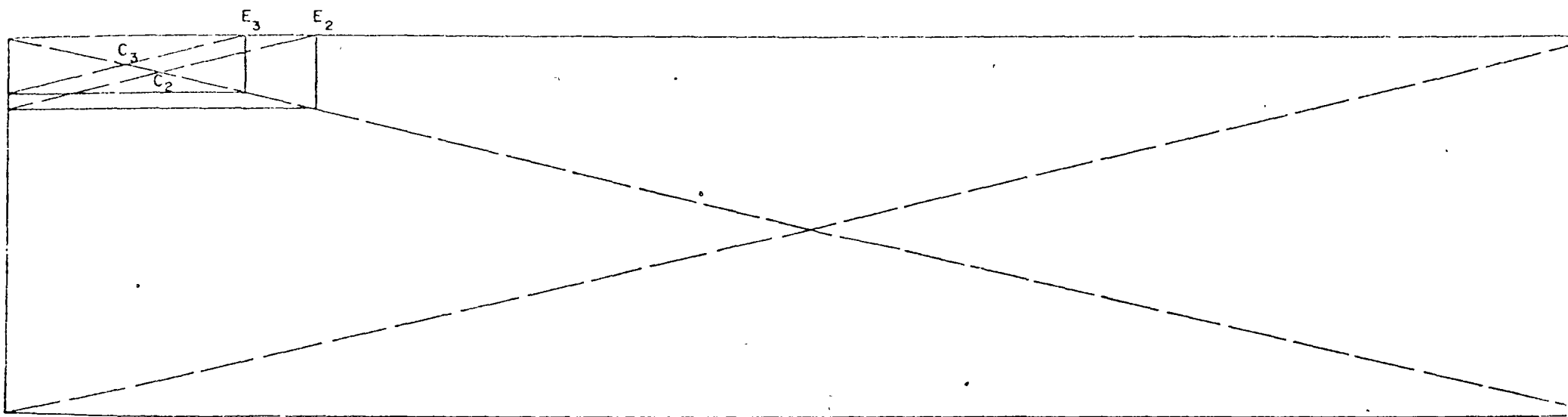
$\Delta H_i$  = expansión del estrato "i", en m

$C_{e_i}$  = 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"



$n'_{E_1} = 121$   
 $n'_{C_1} = 228$   
 $n'_{E_2} = 16.5$   
 $n'_{C_2} = 24$   
 $n'_{E_3} = 11$   
 $n'_{C_3} = 15$

$n_{OE_1} = 124$   
 $n_{OC_1} = 248$

#### 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.

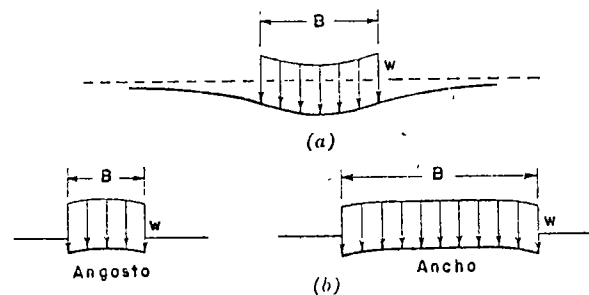


Fig. 10. Distribución de asentamientos bajo una carga uniforme (cimiento idealmente flexible): (a), en material idealmente elástico, como arcilla saturada; (b), en material elástico cuya rigidez aumenta con la presión de confinamiento, como arena y grava (Sowers, 1962).

Si el cimiento es rígido, la distribución de presiones será de las formas indicadas en la Fig. 11, según el tipo de suelo.

Al centro del área excavada se tiene:

ESTRATO No.	$C_e$	$\bar{\sigma}$ ton/m <sup>2</sup>	$e_o$	$\Delta\bar{\sigma}$ ton/m <sup>2</sup>
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 <sup>2</sup>	$e_o$	$\Delta\bar{\sigma}$ ton/m <sup>2</sup>
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

$$\Delta H_1 = 4.70 \frac{0.057}{1+2.28} \log_{10} \frac{5.95}{5.95-0.85} = 0.01$$

$$\Delta H_2 = 5.65 \frac{0.39}{1+8.29} \log_{10} \frac{9.40}{9.40-0.79} = 0.01$$

$$\Delta H_3 = 5.95 \frac{0.073}{1+3.01} \log_{10} \frac{17.00}{17.00-0.66} = 0.002$$

$$\Delta H_4 = 2.60 \frac{0.44}{1+6.24} \log_{10} \frac{20.85}{20.85-0.55} = \frac{0.002}{0.024} \approx \underline{\underline{0.02 \text{ m}}}$$

## 4.8 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 representa un giro o vuelco uniforme en el que toda la estructura tiene la misma distorsión angular. La Fig. 14.6c muestra un caso muy habitual de *asentamiento no uniforme o diferencial*. El asentamiento diferencial puede producirse por: a) presiones uniformes que actúan sobre un suelo homogéneo,

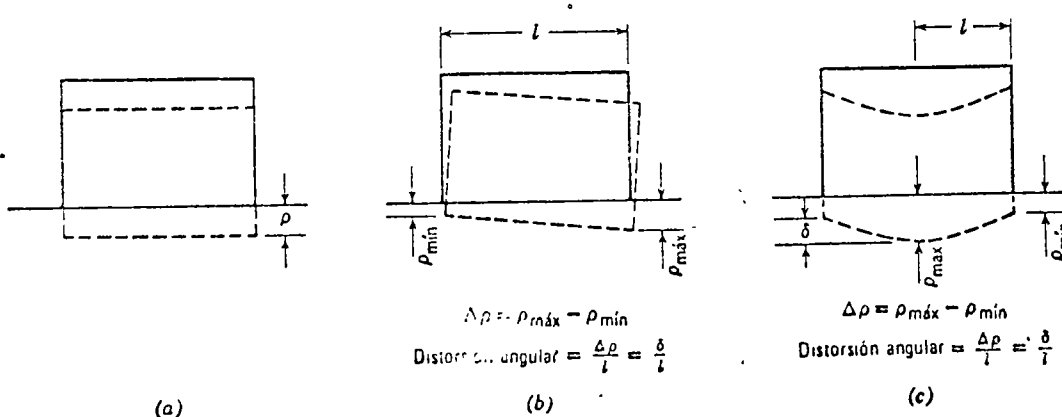


Fig. 14.6. Tipos de asentamiento. a) Asentamiento uniforme. b) Vuelco. c) Asentamiento no uniforme.

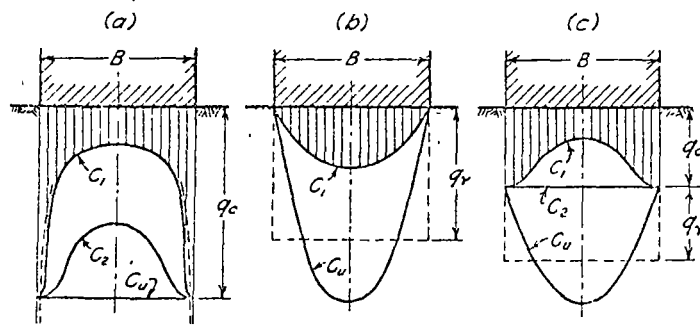
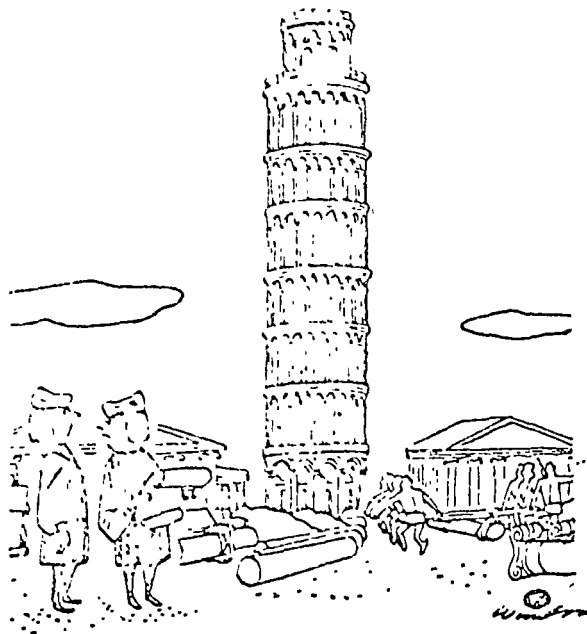


Fig. 11. Distribución de presiones de contacto en la base lisa de un cimiento rígido: (a), en material elástico ideal; (b), en suelo granular (arena); (c), en un suelo intermedio. Las curvas  $C_u$  indican la distribución de presiones cuando la zapata es llevada a la falla. (Terzaghi-Peck, 1967).

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.

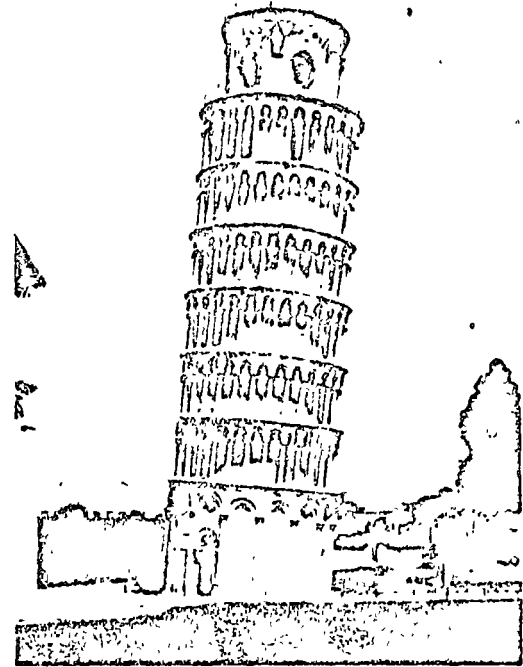
En el diseño de cimentaciones rígidas, de grandes dimensiones, como losas y cajones, desplantados en suelo compresible, es importante tomar en cuenta la distribución no uniforme de la presión de contacto. Las consideraciones al respecto se tratarán en el Tema 6, aunque por lo general se diseñan como techos invertidos sujetos a una presión de contacto uniforme.





"¡Sí, he escatimado un poco en la cimentación pero eso no se sabrá nunca!"

(a)



(b)

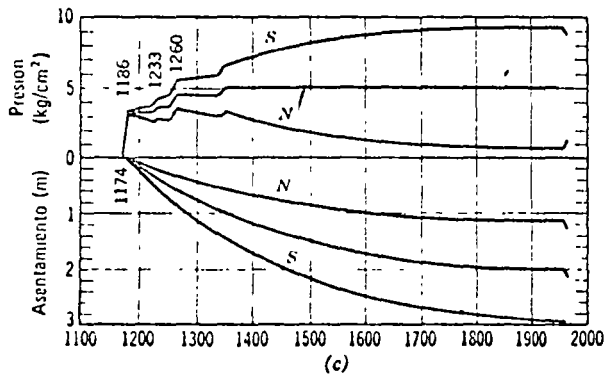


Fig. 14.7. Torre inclinada de Pisa. a) Tomado de la Conferencia sobre Asentamientos, ASCE 1964. b) y c) Según Terracina.

### Vuelco o inclinación

Un caso clásico es la Torre Inclinada de Pisa (Fig. 14.7). Como puede verse por la curva tiempo-aseptamiento, el lado Norte de la torre ha asentado algo más de 1 m, mientras que el lado Sur ha asentado aproximadamente 3 m, con un asentamiento diferencial de 1.8 m. Esta inclinación produce un aumento de las presiones sobre el terreno en el lado Sur de la Torre, agravando así la situación. Un asentamiento tan importante en un edificio elevado representa una situación peligrosa, potencialmente inestable. Actualmente se están estudiando métodos para impedir el progreso de los asentamientos (Terracina, 1962).

### Asentamiento no uniforme

La distorsión angular admisible en edificios ha sido estudiada por análisis teóricos, mediante pruebas con grandes modelos de pórticos estructurales y observaciones *in*

*situ*. La Fig. 14.8 da un resumen de los resultados de estos estudios. Un caso extremo lo constituyen los radares de seguimiento de precisión, en los que un asentamiento diferencial de sólo  $\delta/l = 1/50.000$  puede inutilizar el sistema de radar.

Un depósito metálico para el almacenamiento de fluidos constituye una estructura particularmente interesante. La mayor parte de la carga se debe al fluido almacenado, y por efecto de la flexibilidad del fondo del depósito, la presión sobre el terreno tiene una distribución uniforme. La flexibilidad significa también que los depósitos pueden soportar grandes asentamientos diferenciales sin daños, y los propietarios de tales depósitos raramente se preocupan de su aspecto. Existe sin embargo un notable desacuerdo entre ingenieros, constructores y propietarios respecto al asentamiento admisible para tales depósitos. Un estudio de este tema por Aldrich y Goldberg (sin publicar) ha revelado los siguientes hechos:

1. Algunos depósitos han asentado más de 1.50 m. y permanecen en servicio.
2. Algunos depósitos han fallado estructuralmente con asentamientos de sólo 18 cm.
3. Los asentamientos admisibles comúnmente considerados para el proyecto de las cimentaciones de depósitos metálicos varían de 2.5 a 50 cm.

La gran disparidad en los resultados observados y en cuanto a los asentamientos admisibles a considerar resalta la dificultad con que se enfrenta el ingeniero al establecer los asentamientos admisibles. Aunque la Tabla 14.1 y la Fig. 14.8 constituyen buenas indicaciones para trabajos rutinarios, las obras importantes deben estudiarse cuidadosamente.

Tabla 14.1 Asentamiento admisible

Tipo de movimiento	Factor limitativo	Asentamiento máximo	
Asentamiento total	Drenaje	6-12 plg.	
	Acceso	12-24 plg.	
	Probabilidad de asentamiento no uniforme		
	Estructuras con muros de mampostería	1-2 plg.	
	Estructuras reticulares	2-4 plg.	
Inclinación o giro	Chimeneas, silos, placas	3-12 plg.	
	Estabilidad frente al vuelco	Depende de la altura y el ancho	
	Inclinación de chimeneas, torres	0.004/	
	Rodadura de camiones, etc.	0.01/	
	Almacenamiento de mercancías	0.01/	
	Funcionamiento de máquinas - telares de algodón	0.003/	
	Funcionamiento de máquinas - turbogeneradores	0.0002/	
	Carriles de grúas	0.003/	
	Drenaje de soleras	0.01-0.02/	
	Asentamiento diferencial	Muros de ladrillo continuos y elevados	0.0005-0.001/
		Factoría de una planta, fisuración de muros de ladrillo	0.001-0.002/
		Fisuración de revocos (yeso)	0.001/
Pórticos de concreto armado		0.0025-0.004/	
Pantallas de concreto armado		0.003/	
Pórticos metálicos continuos		0.002/	
Pórticos metálicos sencillos		0.005/	

Según Sowers, 1962.

*Nota 1* = distancia entre columnas adyacentes con asentamientos diferentes o entre dos puntos cualesquiera con asentamiento diferencial. Los valores más elevados son para asentamientos homogéneos y estructuras más tolerantes. Los valores inferiores corresponden a asentamientos irregulares y estructuras delicadas.

o b) presiones diferentes sobre el terreno o c) condiciones del terreno heterogéneas.

Como se muestra en la Fig. 14.6  $\rho_{\text{máx}}$  indica el asentamiento máximo y  $\rho_{\text{mín}}$  el mínimo. El asentamiento diferencial ( $\Delta\rho$ ) entre dos puntos es la diferencia entre el asentamiento máximo y el mínimo. El asentamiento diferencial también se caracteriza por la *distorsión angular*  $\delta/l$  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 alcantarillado) conectadas a la estructura. Sin embargo, las juntas deben proyectarse pensando en el asentamiento de la estructura. La figura 1.3 muestra un ejemplo clásico de un edificio que ha sufrido grandes asentamientos y aún permanece en servicio. Sin embargo existen casos en los que los asentamientos totales grandes pueden dar lugar a graves problemas; por ejemplo, un depósito sobre acilla blanda, próximo a la costa, puede asentar, quedando por debajo del nivel del agua.

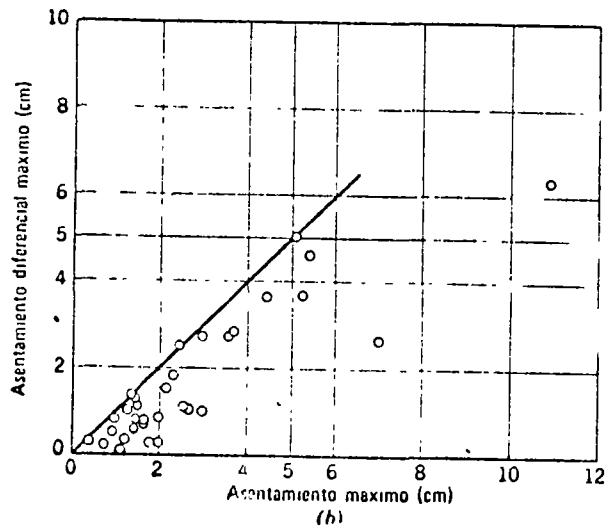
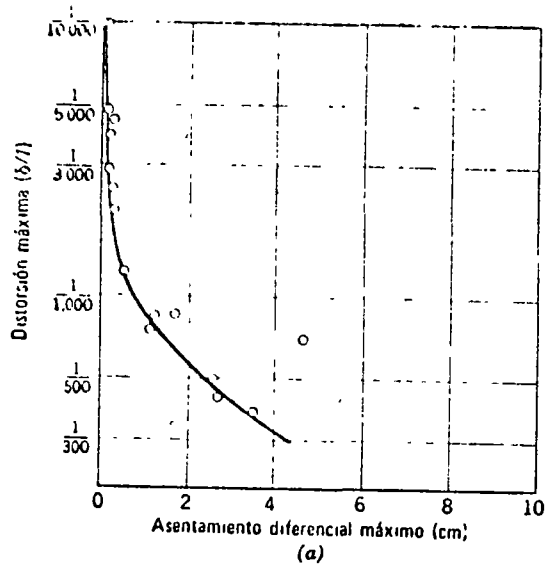


Fig 14.9 Asentamiento de estructuras cimentadas sobre arena (Segun Bjerrum, 1963a y 1963b)

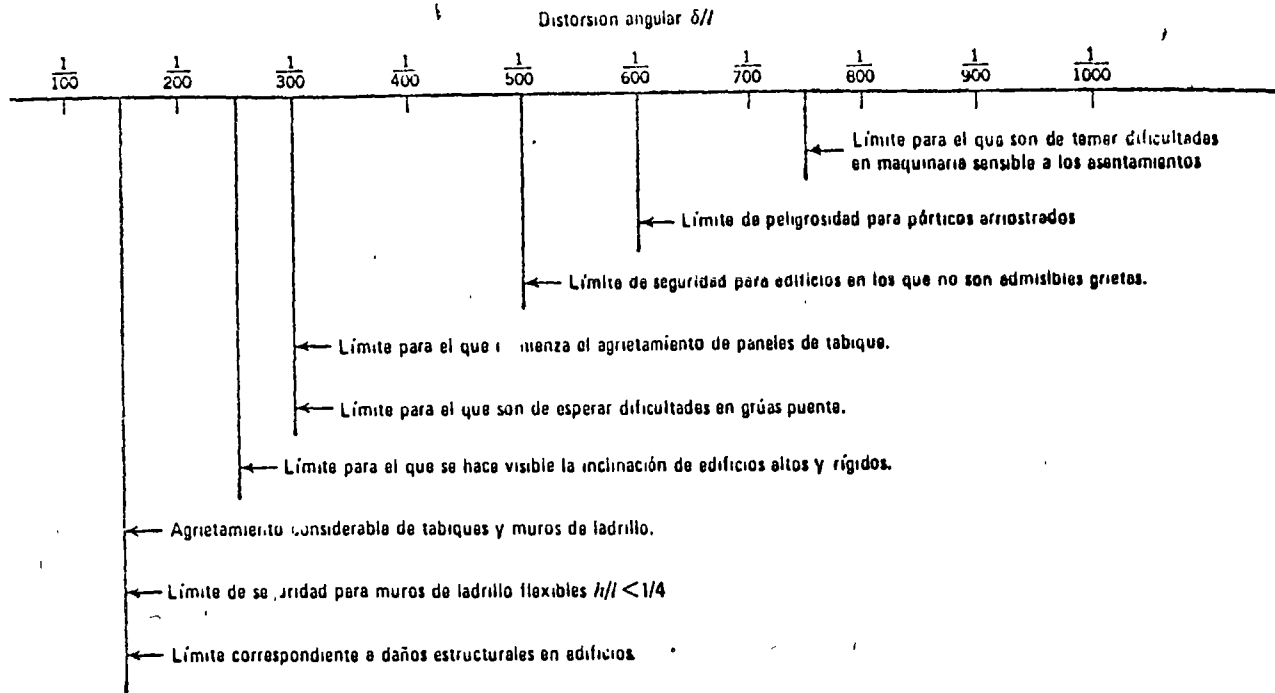


Fig 14.8. Distorsiones angulares límites (Según Bjerrum, 1963a).

### Relación entre el asentamiento total y el diferencial (o no uniforme).

Como se ha indicado anteriormente, en el proyecto de una cimentación tiene más importancia el asentamiento diferencial que el total. Por otro lado, es mucho más difícil estimar el asentamiento diferencial que el asentamiento máximo. Esto se debe a que la magnitud del asentamiento diferencial viene afectada principalmente por la heterogeneidad del terreno natural y también por la capacidad de las estructuras para salvar las zonas blandas de la cimentación. En un trabajo muy importante, suele merecer la pena hacer un estudio detallado del terreno para localizar las zonas de mayor o menor resistencia, investigando a fondo la relación entre los desplazamientos de la cimentación y las fuerzas de la estructura. En obras de menor importancia puede ser suficiente con emplear una relación empírica entre el asentamiento total y el diferencial y establecer el criterio de proyecto a partir de un asentamiento total admisible.

La Fig 14.9 da los resultados correspondientes a edificios reales cimentados sobre suelos granulares. En la parte a) se dan los valores observados de la distorsión angular  $\delta/l$  en función del asentamiento diferencial máximo. Mientras que  $\delta/l$  se determina por el asentamiento diferencial entre columnas adyacentes, el asentamiento diferencial máximo puede producirse entre dos columnas muy separadas. La curva dibujada en la figura constituye la media de los puntos observados. La parte b) muestra la relación entre el asentamiento diferencial máximo y el asentamiento máximo. La línea trazada como envolvente superior indica que el asentamiento diferencial máximo puede ser igual al asentamiento máximo, es decir, puede

existir una columna que no tenga prácticamente asentamiento. En general, el asentamiento diferencial máximo es menor que el asentamiento máximo<sup>2</sup>.

El empleo de estas relaciones se aclara con el ejemplo 14.1. Según la naturaleza del edificio se elige un valor  $\delta/l$  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,  $\delta/l$  máxima = 1.500 = 0.002.

La Tabla 14.1 habría dado 0.003. Se adopta  $\delta/l = 0.002$ .

Según la Fig. 14.9a, el asentamiento diferencial máximo admisible es de 2.5 cm.

Según la Fig. 14.9b, tomando el límite superior, el asentamiento total admisible es también de 2.5 cm. ◀

<sup>2</sup> 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.

Este criterio requiere de la determinación de la  $e_{nat}$  mediante pruebas in situ, y de la  $e_{mín}$  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 corrientes. 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.

## 5.9 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, hinca 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:

$$\Delta H_{\text{máx}} = \frac{e_{\text{nat}} - e_{\text{mín}}}{1 + e_{\text{nat}}} H \quad (21)$$

donde:

$\Delta H_{\text{máx}}$ , asentamiento máximo, en cm

$e_{\text{nat}}$ , relación de vacíos de la arena en su estado natural

$e_{\text{mín}}$ , relación de vacíos mínima, correspondiente al estado más compacto de la arena

$H$ , espesor del estrato, en cm.

## 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 identificación			Expansión probable Cambio volumétrico en % (seco a saturado)	Grado de expansión
W <sub>L</sub> (%)	Índice de plasticidad	Límite de contracción		
> 28	> 35	< 11	> 30	muy alto
20 - 24	25 - 41	7 - 12	20 - 30	alto
14 - 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 construidas.

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 comúnmente 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 desee representarse. Cabe agregar que durante la ejecución de los ensayos 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 pilotis

Los pisos de planta baja suelen ser los más afectados y en ocasiones, cuando es económico, se sustituyen por losas

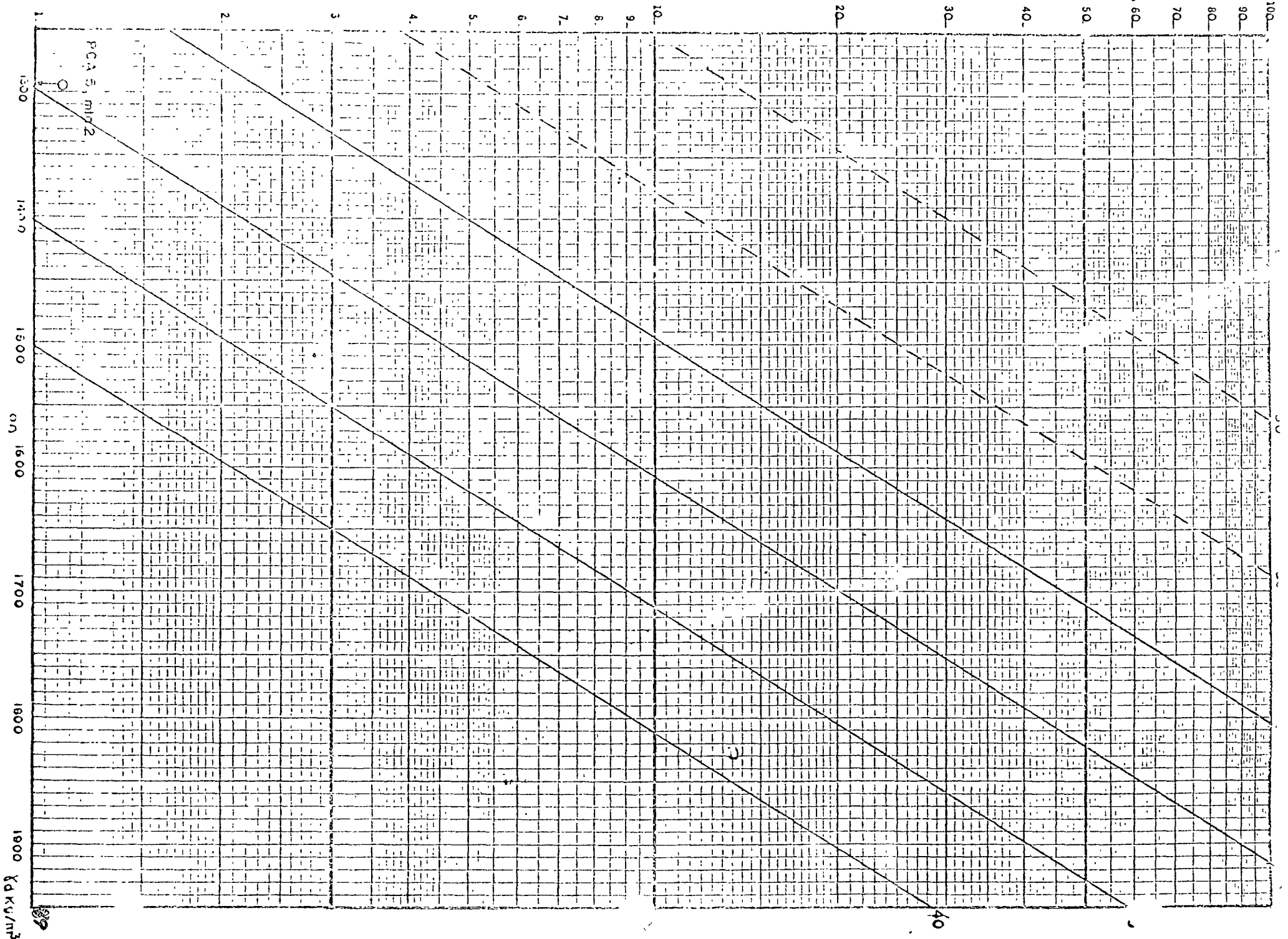
# GRADO DE EXPANSION

baja

media

alta

muy alta



1300 1400 1500 1600 1700 1800 1900

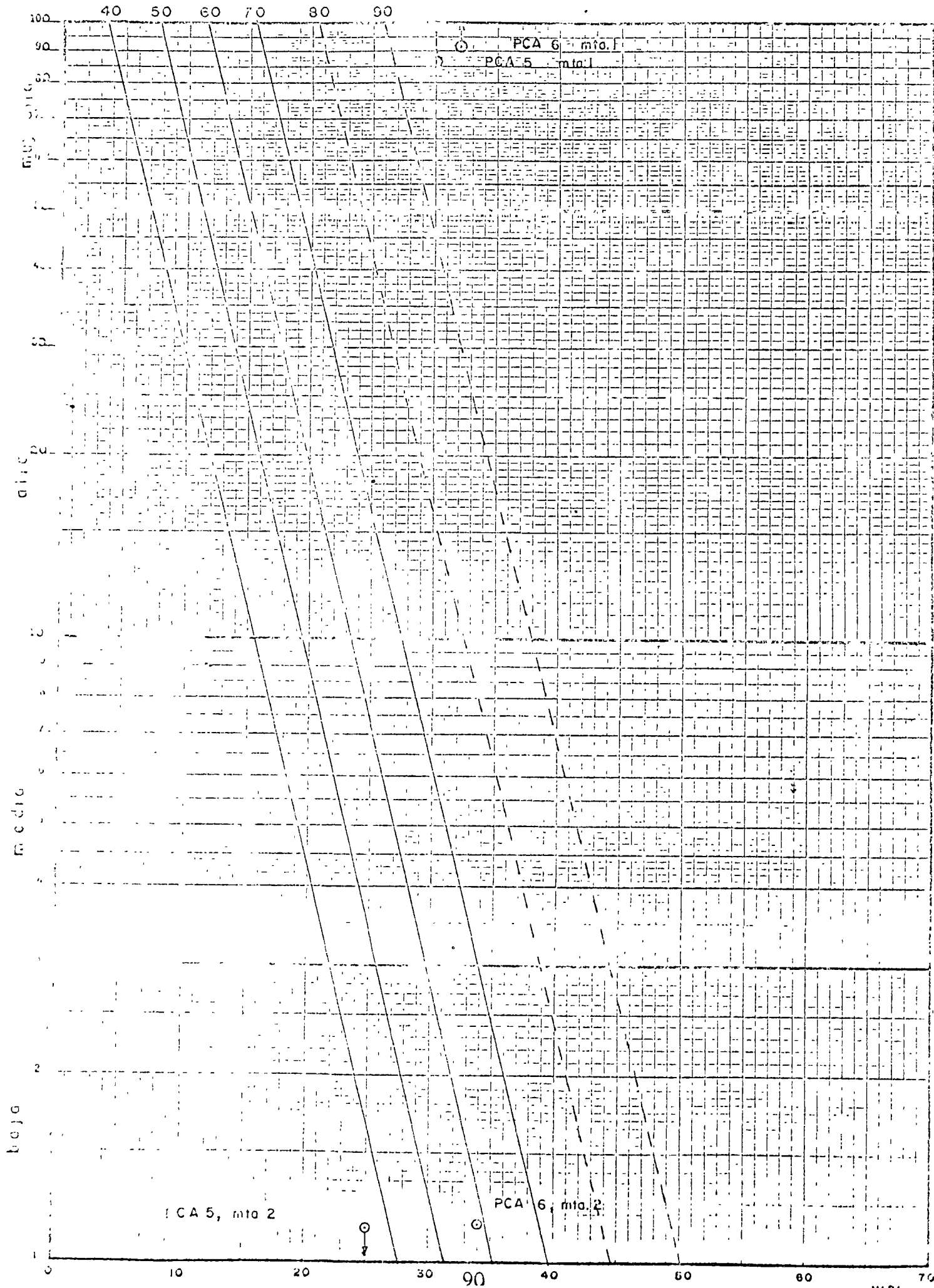
1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100

PC 15, m/m<sup>2</sup>

1300

40

C P A D O E EXPANSION



POZO PCA-5  
 Muestra No. 1  
 Elevación. -0.40 m  
 NAF = 18.0 m

PRÓBETA	PRE- SION. Kg/cm <sup>2</sup>	ESTADO NATURAL				SATURADO BAJO CARGA				DEF. FINAL %
		W <sub>i</sub>	e <sub>i</sub>	G <sub>i</sub>	ε <sub>na</sub> '	W <sub>f</sub>	e <sub>f</sub>	σ <sub>f</sub>	ε <sub>sat</sub> '	
		%		%	%	%		%	%	
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

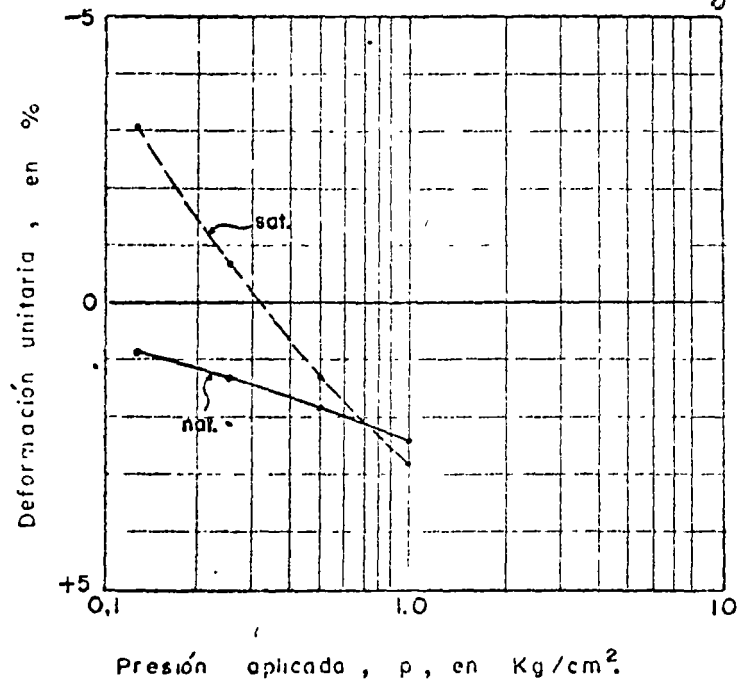
Otros datos;

LL = 113

IP = 86

LC = 10

γ<sub>d</sub> = 1.25 ton/m<sup>3</sup>



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
		$W_i$	$e_i$	$G_i$	$\epsilon_{nat}$	$W_f$	$e_f$	$G_f$	$\epsilon_{sat}$	
	Kg/cm <sup>2</sup>	%	%	%	%	%	%	%	%	
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:

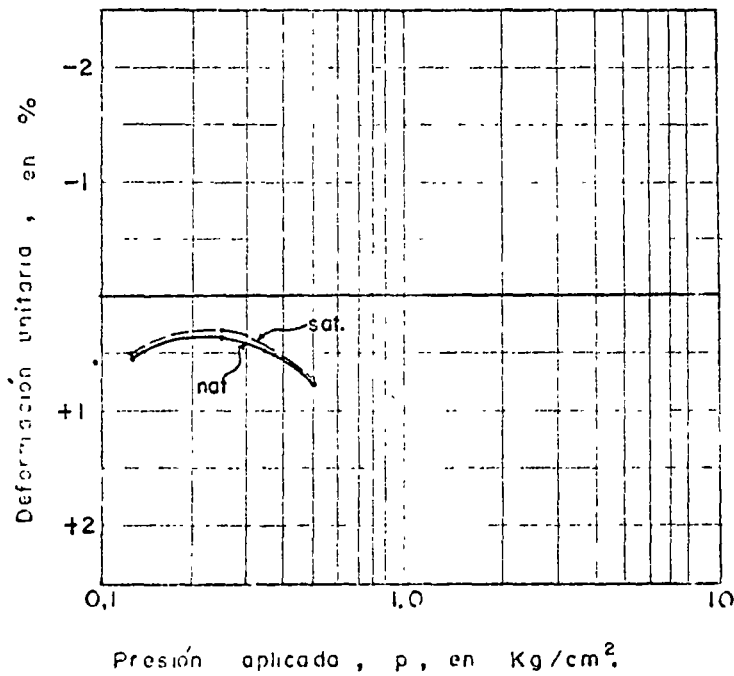
(+) Compresión ; (-) Expansión

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- SION. Kg/cm. <sup>2</sup>	ESTADO NATURAL				SATURADO BAJO CARGA				DEF. FINAL %
		$w_l$	$e_l$	$G_l$	$\epsilon_{nat}$	$w_f$	$e_f$	$G_f$	$\epsilon_{sat}$	
		%		%	%	%		%	%	
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;

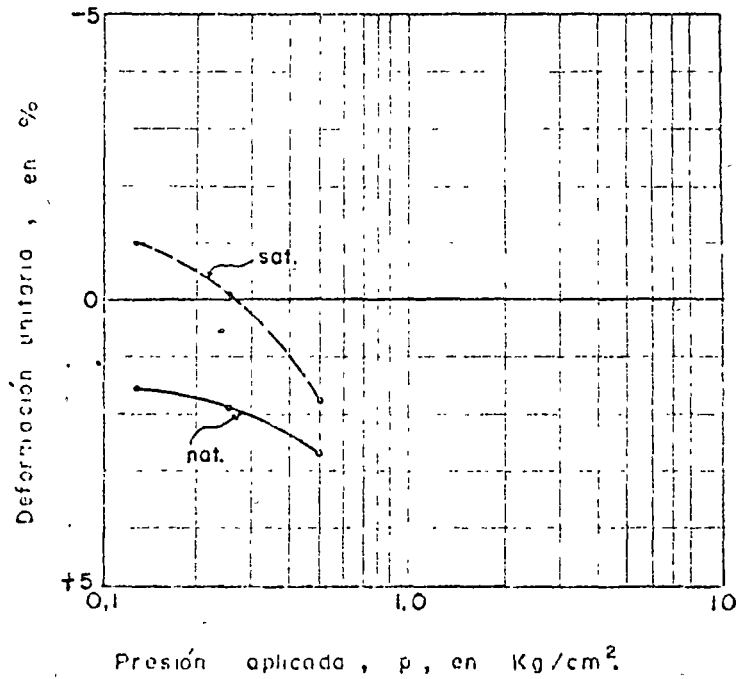
(+) Compresión ; (-) Expansión

LL = 106

IP = 77

LC = 11

$\gamma_d = 1.23 \text{ ton/m}^3$



ENSAYES DE SATURACION BAJO CARGA

POZO PCA 6  
 Muestra N.º. 2  
 Elevación. - 0.85 m  
 NAF = 18.0 m

PROBETA	PRE-SION. Kg/cm. <sup>2</sup>	ESTADO NATURAL				SATURADO BAJO CARGA				DEF.
		W <sub>i</sub>	e <sub>i</sub>	G <sub>i</sub>	ε <sub>nat</sub>	W <sub>f</sub>	e <sub>f</sub>	G <sub>f</sub>	ε <sub>sat</sub>	FINAL
		%		%	%	%		%	%	%
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

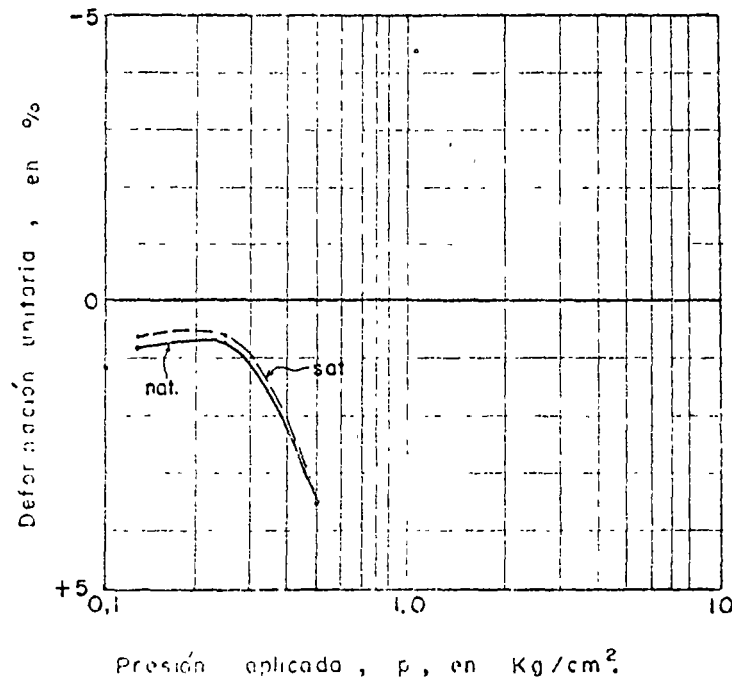
LL = 58

IP = 18

LC = 29

γ<sub>d</sub> = 1.15 ton/m<sup>3</sup>

(+) 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 recibir el cruce de un camino con el Río 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.

### SOLUCIÓN

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



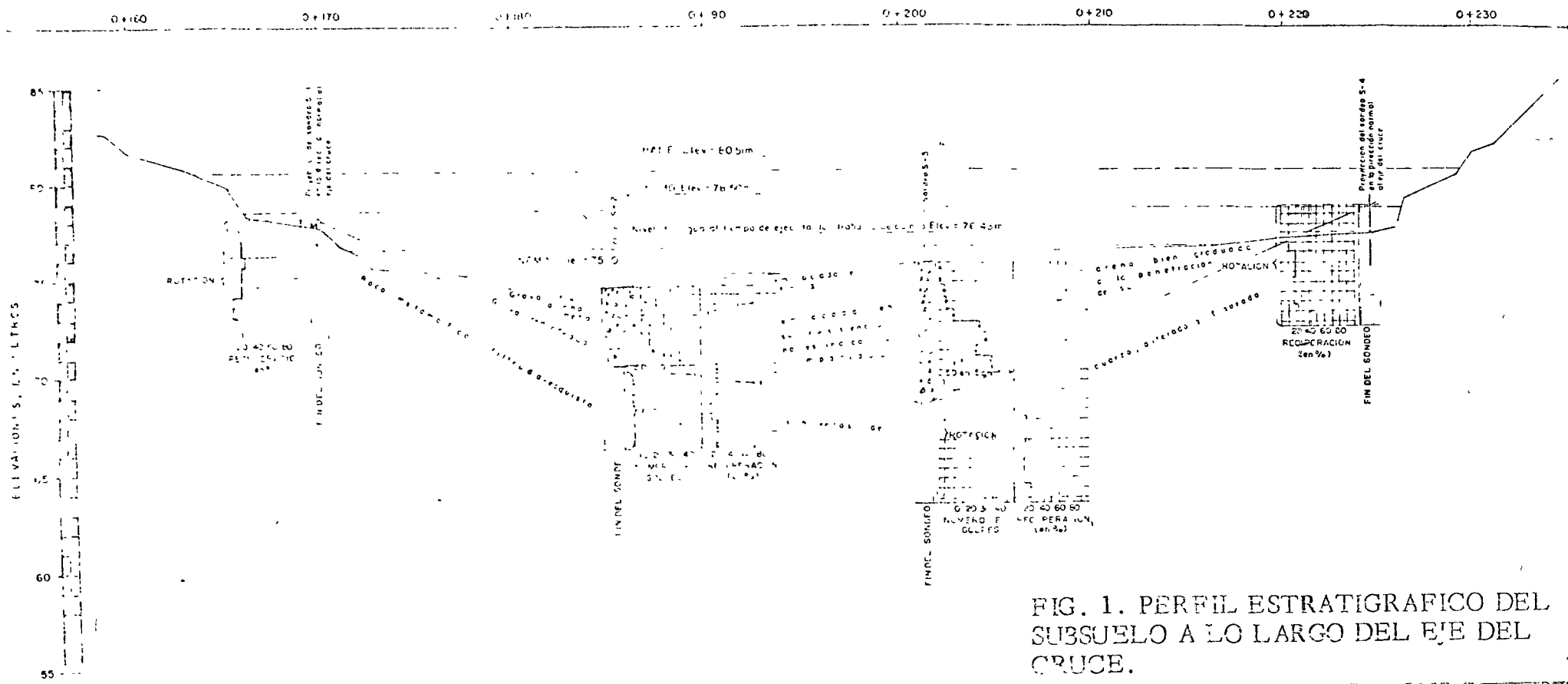


FIG. 1. PERFIL ESTRATIGRAFICO DEL SUBSUELO A LO LARGO DEL EJE DEL CRUCE.

# ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

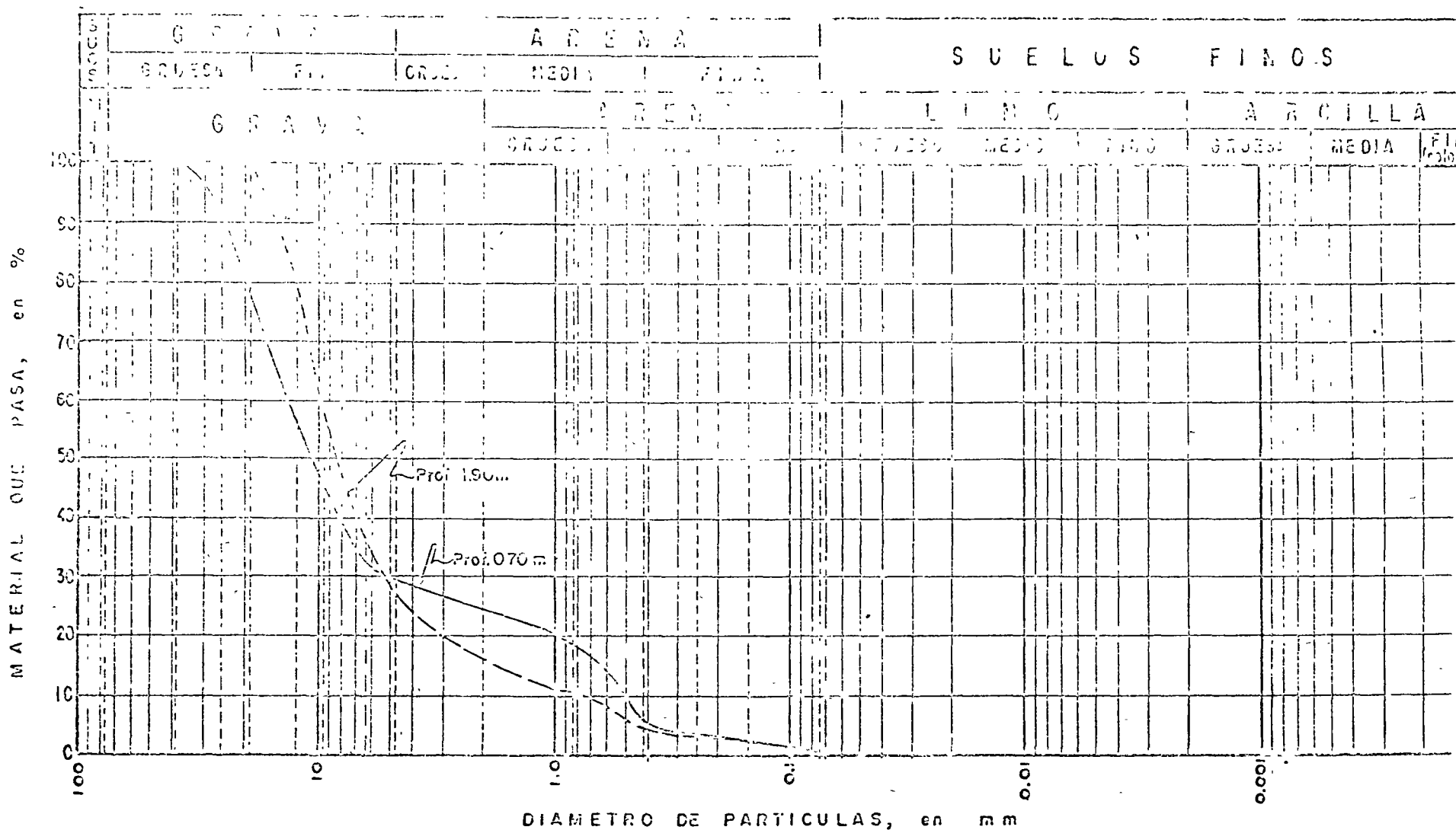


FIG. 2 CARACTERÍSTICAS GRANULOMÉTRICAS DE LOS SUELOS SONDEO S-3

CRUCE: "PUENTE TECUANAPA C MEXTECO"  
CAMINO: CHI TLA-CHLA DE LA SAL, PUE.

Fración	Diámetro máximo	Diámetro mínimo	Diámetro medio(d <sub>1</sub> )	P <sub>1</sub> Sondeo S-3 Prof. 0.70 m	d <sub>1</sub> P <sub>1</sub>	P <sub>1</sub> Sondeo S-3 Prof. 1.90 m	d <sub>1</sub> P <sub>1</sub>
No.	(mm)	(mm)	(mm)	%	(mmx10 <sup>2</sup> )	%	(mmx10 <sup>2</sup> )
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
1	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  $\alpha$  a partir de la expresión:

$$\alpha = \frac{Q_d}{H_m^{5/3} B_e \mu}$$

donde:

$Q_d$ , gasto de diseño, en m<sup>3</sup>/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

$\mu$ , coeficiente de contracción tabulado a continuación, función de la longitud libre entre pilas, en m, y velocidad media de la corriente, en m<sup>3</sup>/seg

COEFICIENTE DE CONTRACCION  $\mu$

LONGITUD LIBRE ENTRE DOS PILAS (CLARO), EN METROS

VELOCIDAD MEDIA EN LA SECCIÓN, EN M/SEG	10	13	16	18	21	23	30	42	52	63	100	124	200
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
1.50	0.95	0.97	0.93	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
2.00	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
2.50	0.93	0.94	0.95	0.95	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
3.00	0.93	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00
3.50	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
4.00	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
4.50 & MÁS	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:

$$\alpha = \frac{900}{4.88 \cdot 5^{5/3} \times 50 \times 0.93} = 1.38$$

30. 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:

$\beta$  = 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.

Coefficiente  $\beta$

100	0.77
50	0.82
20	0.85
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	0.25	0.79
2.50	0.39	0.72	250.00	0.25	0.80
4.00	0.37	0.73	310.00	0.24	0.81
5.00	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			

$\alpha$ ,  $H_s$ ,  $H_o$  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

$$\begin{aligned} H_o &= 5.91 \text{ m} \\ H_s &= 9.14 \text{ m} \\ S^s &= 3.55 \text{ m} \end{aligned}$$

en la posición del sondeo S-3

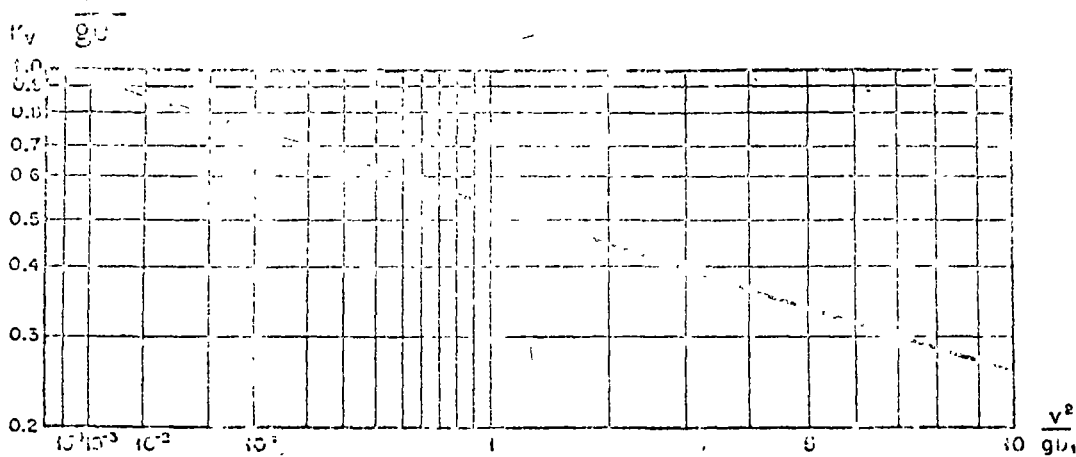
$$\begin{aligned} H_o &= 4.88 \text{ m} \\ H_s &= 7.53 \text{ m} \\ S^s &= 2.65 \text{ m} \end{aligned}$$

40. Calcule la socavación local en las pilas aplicando el criterio de Yaroslavtziev, que propone la expresión:

$$S_o = K_f K_v (e + K_H) \frac{V^2}{g} - 0.30 d$$

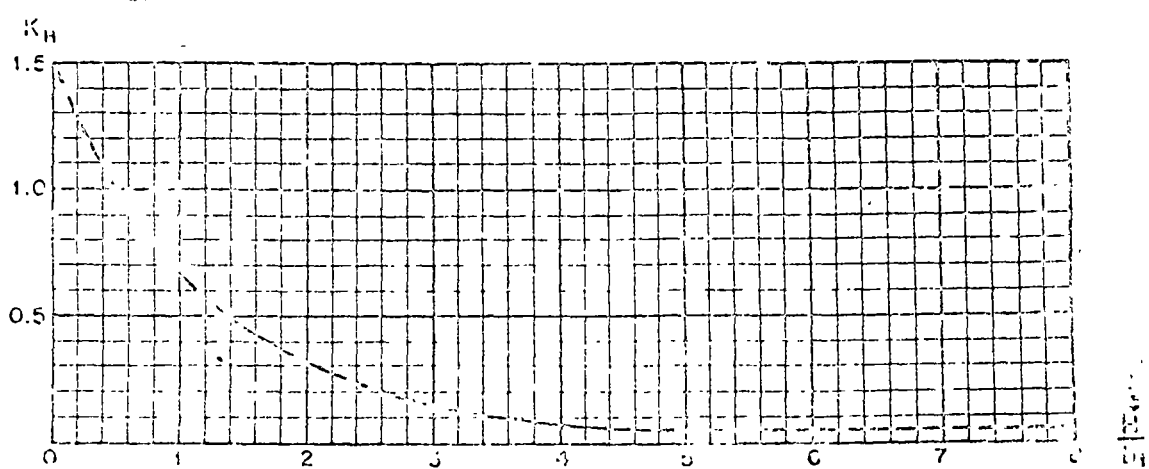
$S_o$  = profundidad de la socavación local, en m.  
 $K_f$  = coeficiente función de la forma de la nariz de la pila y ángulo de incidencia de la corriente sobre ésta; en nuestro caso vale 8.5.

$K_v$  = coeficiente obtenido de la siguiente gráfica con los valores de  $\frac{v}{\sqrt{g d}}$



$e$  = 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  $\frac{H_0}{H_s}$ .



$V$  = 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 m<sup>2</sup>/seg.

$\alpha$ ,  $b$ ,  $H_0$  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

$$V = \frac{1.38 \times \sqrt[5]{4.85}}{7.53} = 2.57 \text{ m/seg.}$$

$$\frac{V^2}{gb} = \frac{2.57^2}{9.81 \times 1.50} = 0.45; \quad K_V = 0.61$$

$$\frac{H}{b} = \frac{7.53}{1.5} = 5.02; \quad K_H = 0.05.$$

$$S_O = 8.5 \times 0.61 (0.6 + 0.05) \frac{2.57^2}{9.81} - 0.30 \times 1.7$$

$$= 2.26 - 0.51 = 1.75 \text{ m}$$

50. 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

$$S_T = S + S_O = 2.65 + 1.75 = 4.40 \text{ m}$$

60. 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







centro de educación continua  
facultad de ingeniería, unam



DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES SOMERAS

CONSTRUCCION

Ing. Juan Jacobo Schmitter

Tacuba 5, primer piso. México 1, D.F.  
Teléfonos: 521-30-95 y 513-27-95

of stream and banks of the types as shown in Fig. 6-3a. The channel can shift laterally (Fig. 6-3a). The outside of a bend is continuously eroded by the higher velocities, while the inside of the bend is filled with the eroded sands and silts. As a result, the channel becomes increasingly crooked and the whole pattern of loops continuously shifts downstream. This shifting or meandering is most pronounced where the rivers have developed flat, geologically mature valleys. The foundations of a structure adjacent to the outside of a bend must be protected against undermining by being placed well below the deepest point in the river, or else the entire outside of the bend can be protected by concrete or riprap piers. The best location for foundations, however, is in the straight reaches between bends.

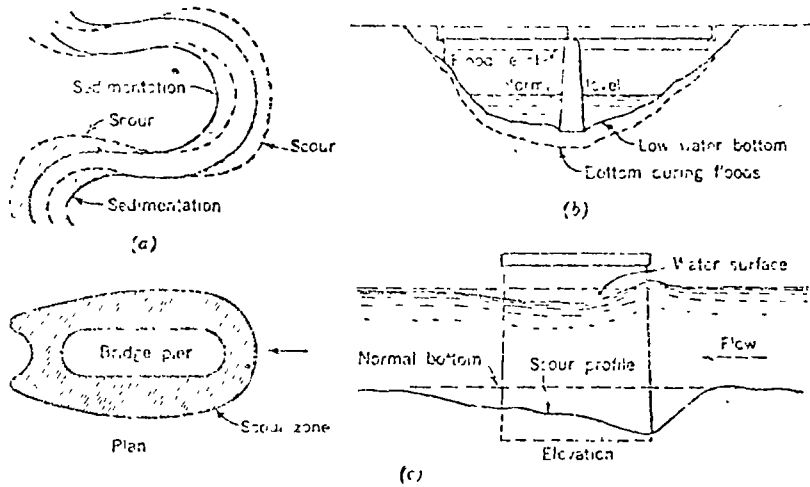


FIG. 6-3. Forms of scour in rivers. (a) Lateral shift of a stream caused by bank erosion and deposition; (b) normal bottom scour during floods; (c) accelerated scour caused by a bridge pier.

The second form of scour (Fig. 6-3b) is the lowering of the bed of a stream during periods of high flow. An increase in the velocity of the water gives a stream more sed ability to lift and move solid particles. Therefore, during periods of high discharge, the bed of the stream will be lowered. The water in the ordinary rise of the flow contains a small amount of silt and sand, and silt from a distance

displacement, therefore, is

$$Q'_0 = 2P_p \cos(\psi - \phi) + 2\overline{AB}c \sin \psi$$

$$\overline{AB} = \frac{b/2}{\cos \psi}$$

$$Q'_0 = 2P_p \cos(\psi - \phi) + bc \tan \psi \quad (6-1)$$

The resultant of passive earth pressure  $P_p$  can be divided into three components:  $P_{p_1}$  produced by the weight of the shear zone  $ABBC$ ;  $P_{p_2}$  produced by the soil cohesion  $c$ ; and  $P_{p_3}$  produced by the surcharge. (The surcharge  $q'$  is the downward pressure exerted by the soil above the foundation level as shown in Fig. 6-6b. For a homogeneous soil it would

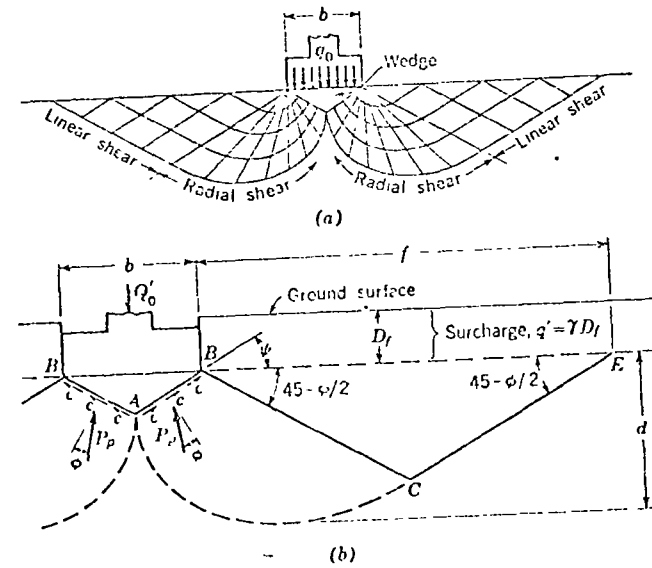


FIG. 6-6. Plastic analysis of bearing capacity. (a) Foundation load and zones of shear, (b) geometry of the shear zones and the forces acting to restrain failure.

be computed by  $q' = \gamma D_f$ .) These components of the passive pressure are computed separately and then added to obtain the total bearing capacity.

$$Q'_0 = 2(P_{p_1} + P_{p_2} + P_{p_3}) \cos(\psi - \phi) + bc \tan \psi$$

$$q_0 = \frac{2P_{p_1}}{b} \cos(\psi - \phi) + \left[ \frac{2P_{p_2}}{b} \cos(\psi - \phi) + c \tan \psi \right] + \frac{2P_{p_3}}{b} \cos(\psi - \phi)$$

increase the ultimate bearing capacity by 4,600 psf:

$$N_c \times \gamma \times 1 = 42 \times 110 = 4,600$$

### 6-13. Rectangular and Circular Foundations

The methods of bearing-capacity analysis previously considered are based on the assumption of an infinitely long foundation of width  $b$ , which simplifies the actual bearing-capacity problem to two dimensions. When the length of the foundation is of the same order of magnitude as the width, the bearing-capacity failure involves three-dimensional shear. No general method of bearing-capacity analysis for rectangular and circular foundations has been developed which fully considers this shear condition.

Analyses have been made for circular foundations on soils having no angle of internal friction (16, 22, 23) and very approximate analyses for soils having no cohesion (17). Model studies have also been made of the bearing capacity of rectangular, square, and circular footings on both sands and saturated clays (13, 21). From the somewhat conflicting results of these limited tests it is possible to derive empirical corrections for the factors  $N_\gamma$  and  $N_c$  of the general bearing-capacity equation. These are given in Table 6-3 and are to be multiplied with the factors of Fig. 6-7.

TABLE 6-3. CORRECTIONS FOR BEARING-CAPACITY FACTORS, RECTANGULAR AND CIRCULAR FOUNDATIONS AT SHALLOW DEPTHS

Shape of foundation	Correction of $N_c$	Correction for $N_\gamma$		
		$\phi = 45^\circ$	$\phi = 40^\circ$	$\phi = 35^\circ$ or less
Square ( $L/b = 1$ )	1.25	0.80	0.85	0.90
Rectangular ( $L/b = 2$ )	1.1	0.85	0.90	0.95
( $L/b = 5$ )	1.05	0.90	0.95	1.0
Circular	1.20	0.70*	0.80*	0.90*

\* Substitute diameter  $D$  for width  $b$  in the general bearing-capacity equation

### 6-14. Eccentric and Inclined Loads

In many engineering problems the load is applied eccentrically to the foundation and also applied in a direction other than the vertical. These conditions have been analyzed by Meyerhof (24, 25), and the results have had limited verification by model tests.

The eccentric load condition is analyzed on the basis that the edge of the foundation farthest from the point of load application no longer contributes to the bearing capacity. In other words, the real width of the

angle of  $15 - \phi/2$  with the horizontal. They join the radial shear zone at the point they intersect with the other linear shear boundaries which extend downward from the footing edges as shown in Fig. 6-6b. The radial shear boundaries are similar to logarithmic spirals. The maximum depth of the boundary,  $d$ , below the footing bottom and the width of the zone from the edge of the footing,  $f$ , have been determined by Meyerhof (21) for a foundation on the surface of a cohesionless soil, and the results are given in Fig. 6-8. They agree reasonably with the model test data of

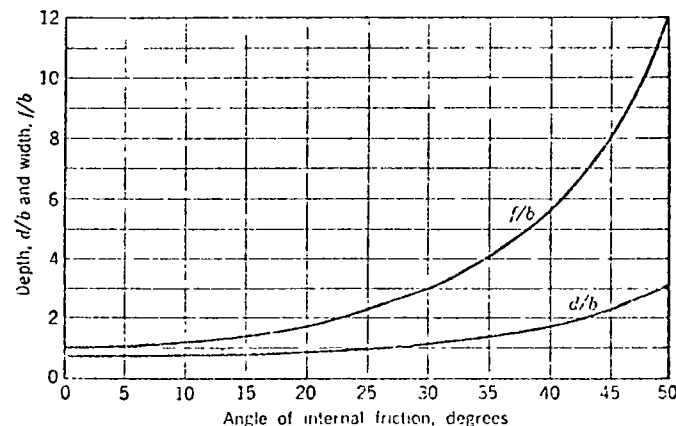


FIG. 6-8. Depth and width of the shear zone in bearing-capacity failure of a cohesionless sand. [After Meyerhof (21).]

De Beer and Vesic and the approximate values of Terzaghi. However, both the analyses and field tests indicate that substantial changes in the width of the zone can occur without making very great changes in the bearing-capacity factors.

### 6-11. Computing Bearing Capacity of Continuous Foundations

All the previously mentioned methods are based on an infinitely long foundation. These are directly applicable to continuous foundations whose length  $L$  is greater than 10 times the width  $b$  and are not greatly in error for footings where  $L = 5b$ .

The analyses are also based on a general shear failure of an ideally plastic material whose volume and strength are unchanged by rupture. In materials whose strength is reduced by rupture, the local shear at the edges of the foundation can bring about progressive failure with little increase in load. In materials that change volume under load or that undergo large strains before reaching failure, downward movement of the soil wedge may only compress or distort the soil without straining it

foundation  $b$  is reduced to an equivalent width  $b'$ . For foundations where  $D_f$  is no greater than  $b$ , the amount of the reduction is equal to  $2e$ , and

$$b' = b - 2e \quad (6-8)$$

The term  $e$  is the eccentricity of the load—the distance from the center of the load to the center of the foundation. The reduced width is used in the general bearing-capacity equation in the soil unit weight term  $\gamma b N_\gamma / 2$  and again in computing the total bearing capacity for the foundation:

$$Q_0 = q_0 b' L \quad (6-9a)$$

If a square or circular footing is involved, the expression for total ultimate bearing would be

$$Q_0 = q_0 b' b \quad (6-9b)$$

$$Q_0 = q_0 \frac{\pi}{4} d' d \quad (6-9c)$$

When there is a two-way eccentricity on a rectangular foundation, both the length and width are reduced by the amount  $2e$  in their respective directions. For inclined loads Meyerhof has derived reduction factors for  $N_\gamma$  and  $N_c$ . The vertical component of the bearing capacity can be found by multiplying the appropriate bearing-capacity factor by the reduction factor.

TABLE 6-4. REDUCTION FACTORS FOR VERTICAL BEARING CAPACITY OF SHALLOW FOUNDATIONS WITH HORIZONTAL BASES UNDER INCLINED LOAD\*

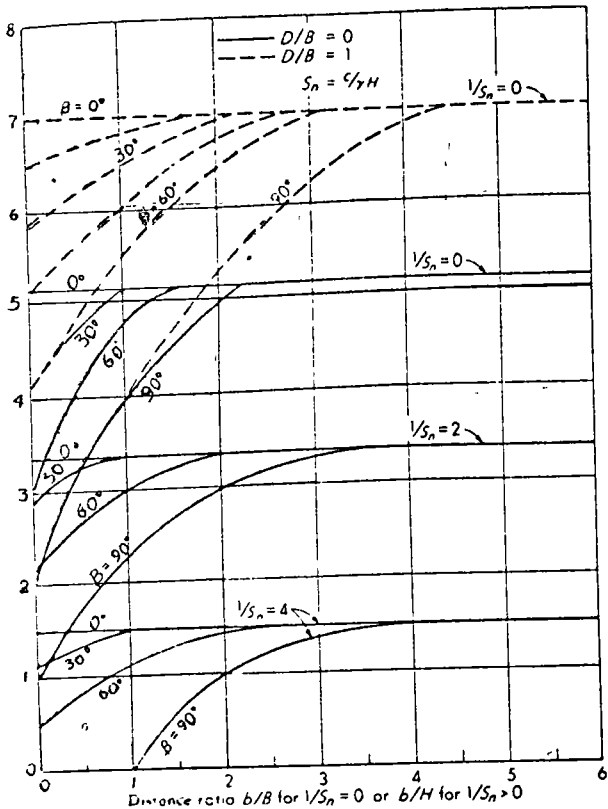
Factor	Foundation depth, $D_f$	Inclination of load with the vertical					
		0	10°	20°	30°	45°	60°
$N_\gamma$	0	1.0	0.5	0.2	0		
	$b$	1.0	0.6	0.4	0.25	0.15	0.05
$N_c$	0 to $b$	1.0	0.8	0.6	0.4	0.25	0.15

\* Adapted from Reiss 24 and 25.

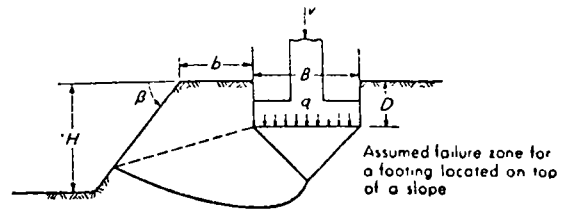
When the load is both eccentric and inclined, the reduction factor is combined with the reduced width.

The horizontal component of the resistance offered to an inclined load is the sum of the sliding resistance along the base of the foundation and any passive earth pressure which is developed against the side of the foundation.

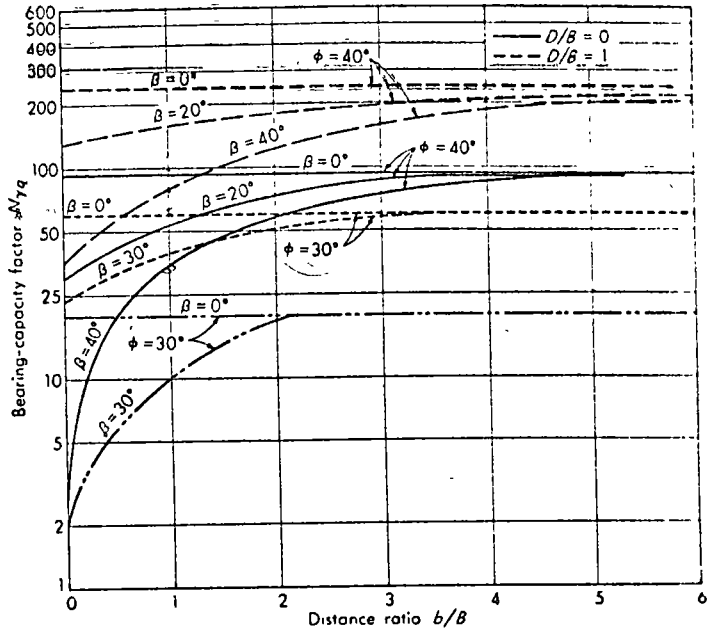
The passive pressure is computed as described in Chap. 5. However, considerable movement of the foundation is required to fully mobilize it,



(a) Bearing capacity factors for a strip foundation on top of a slope for cohesionless soil. Interpolate for intermediate  $D/B$  ratios.

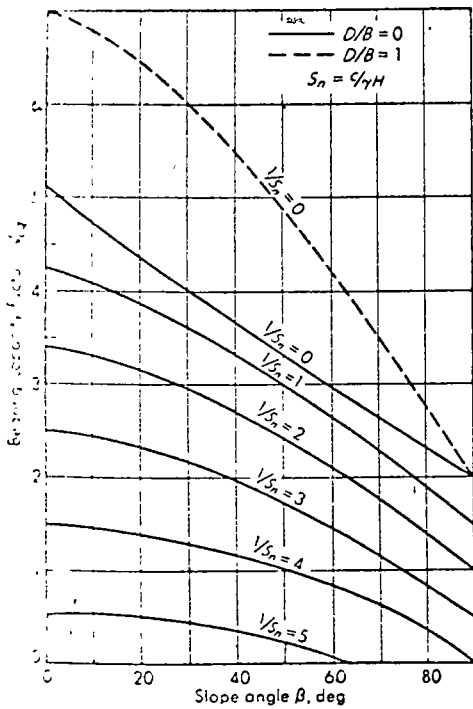


Assumed failure zone for a footing located on top of a slope

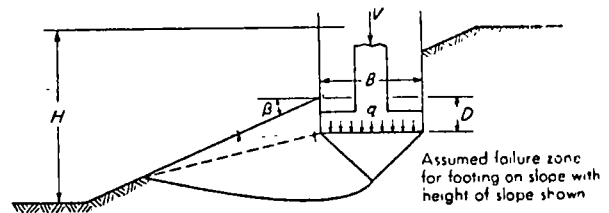


(b) Bearing capacity factors for a strip foundation on top of a slope of cohesionless soil. Interpolate for intermediate  $D/B$  ratios.

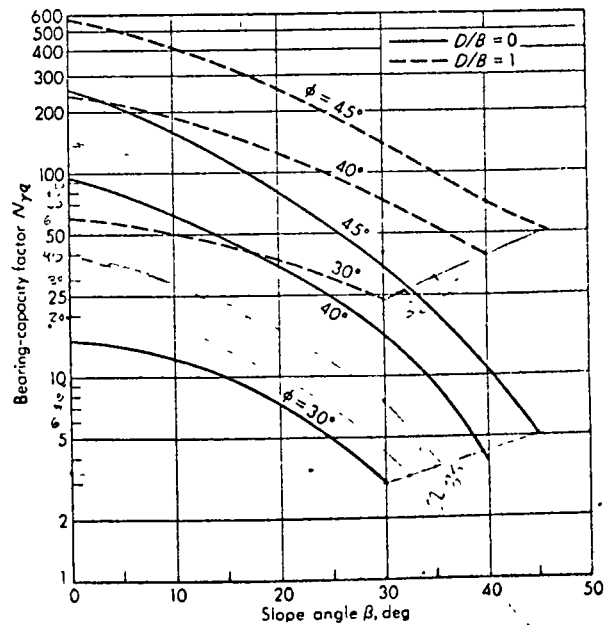
Fig. 2-8 Bearing capacity factors for a footing located on top of a slope. (After Meyerhof [15].)



(a) Bearing capacity factors for a strip foundation on a slope of cohesionless material. Use linear interpolation for intermediate  $D/B$  ratios.

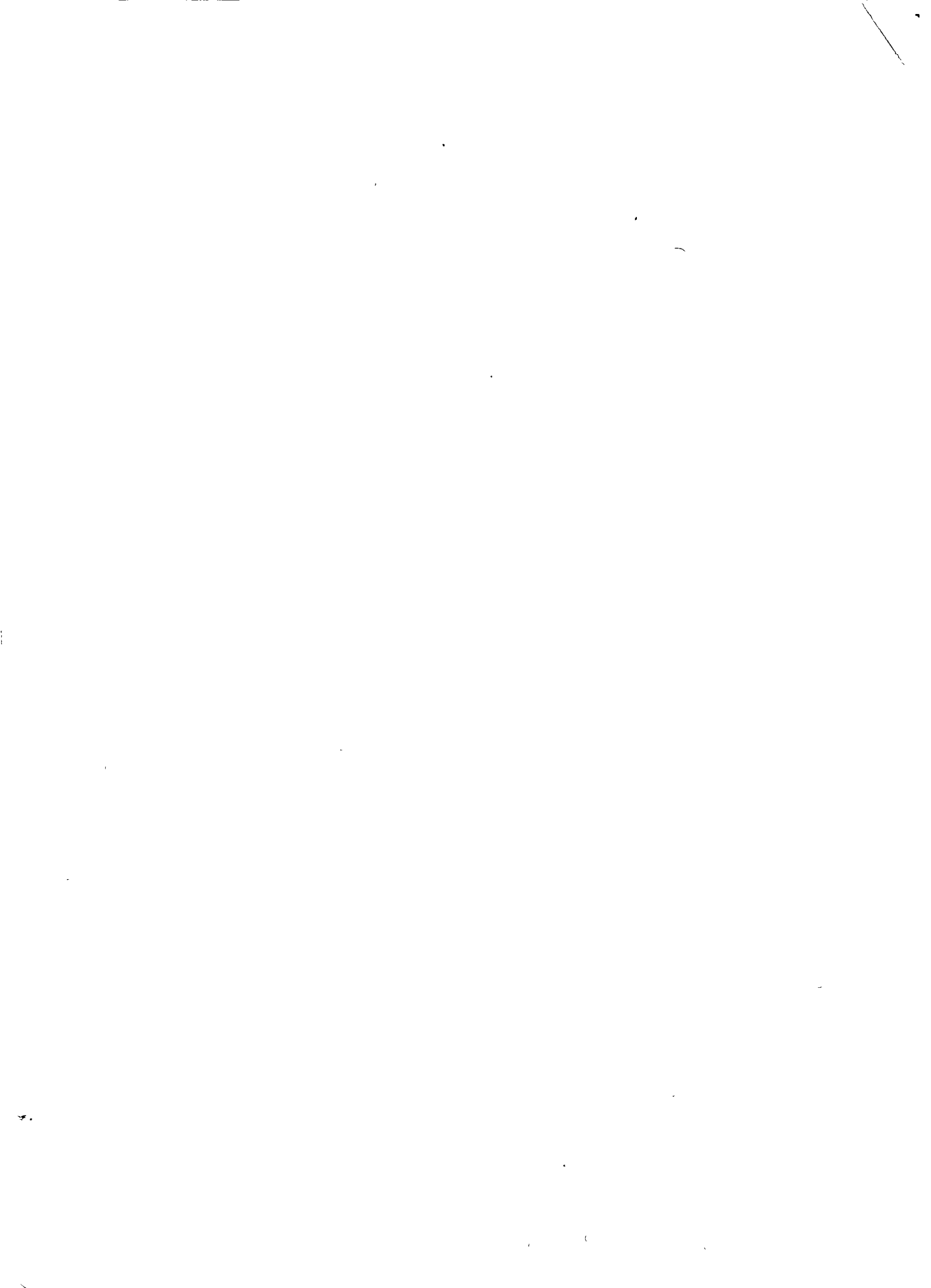


Assumed failure zone for footing on slope with height of slope shown



(b) Bearing capacity factors for a strip foundation on a slope of cohesionless soil.

Fig. 2-9 Bearing capacity factors for a footing located on a slope. (After Meyerhof [15].)



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- dad



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.

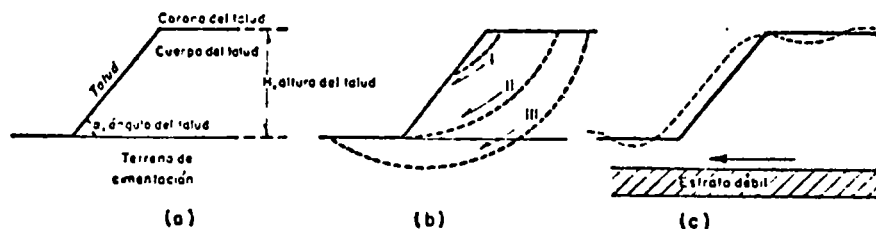


FIG. 1 Nomenclatura y fallas en el cuerpo de taludes

- 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,  $\phi$  del material, que en un material suelto, seco y limpio se acerca mucho al ángulo de reposo.

Si el ángulo  $\alpha$  es muy próximo a  $\phi$ , 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  $\alpha$  y  $\phi$  ( $F.S. = \frac{\tan \phi}{\tan \alpha}$ ), 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 Succo.

Bajo el título genérico de Método Sueco, 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:

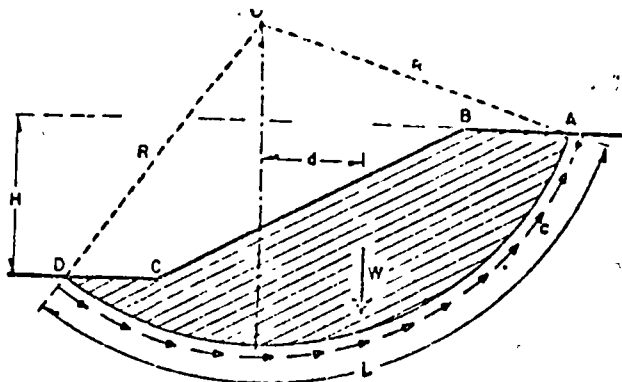


FIG. 2 Procedimiento de A. Casagrande para aplicar el Método Sueco a un talud puramente "cohesivo"

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:

$$M_m = Wd$$

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:

$$F.S. = \frac{M_r}{M_m} = \frac{c L R}{W d}$$

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:

$$S = C + \nabla Tg \emptyset$$

C = cohesión

$\emptyset$  = angulo 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:

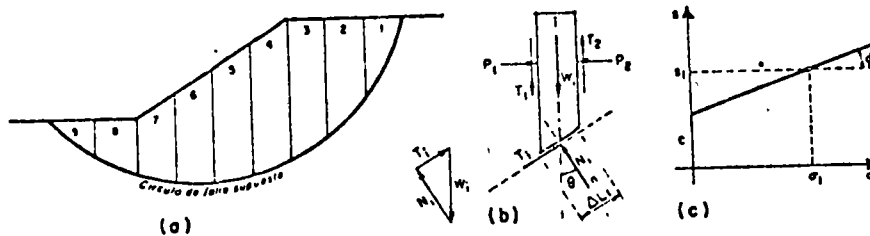


FIG. 3 . Procedimiento de las "Dovelas" o de Fellenius

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 adyacen-- tes a la estudiada, ejercen ciertas acciones sobre ésta, que pueden re-- presentarse 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 P1 y P2 se contrarresta; es decir se considera que esas dos fuerzas son iguales, colineales y contrarias. También se acepta - que el momento producido por T1 y T2, 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 Ni y Ti equilibran a Wi.

El cociente Ni/Δ Li se considera una buena aproximación al valor de Ci, presión normal actuante en el arco Δ Li. Con este valor de Ci 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, Si, resistencia al esfuerzo cortante que se supone constante a lo largo del arco Δ Li.

El momento motor debido al peso de las dovelas puede calcularse como:

$$M_m = R \sum |T_i|$$

Puede observarse que la componente normal, Ni, del peso de la dovela no produce momento dado que ésta pasa por O, centro del círculo de falla.

El momento resistente es debido a la resistencia al esfuerzo cortante, Si, que se desarrolla en la superficie de deslizamiento de cada dovela y vale:

$$M_r = R \sum S_i \Delta Li$$

Calculados el momento resistente y el motor puede definirse el factor de seguridad.

$$F.S. = \frac{M_r}{M_m} = \frac{\sum S_i \Delta Li}{\sum |T_i|}$$

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 - -  $S_i = C + (C_i - u_i) \text{Tg } \phi$ . 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.

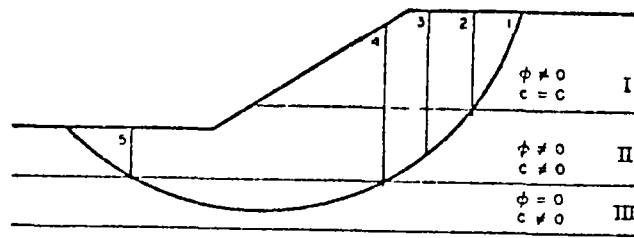


FIG. 4 . Aplicación del Método Sueco a taludes en suelos estratificados

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.



### b.2.4 Resúmen de hipótesis.

Lo mencionado en los párrafos anteriores se ha basado en las siguientes hipótesis simplificatorias.

- 1.- La superficie de falla es cilíndrica.
- 2.- El prisma deslizante se desplaza como cuerpo rígido, girando sobre el eje del cilindro.
- 3.- Cada dovela funciona independientemente de sus vecinas.
- 4.- La resistencia al esfuerzo cortante se moviliza por completo y al mismo tiempo en toda la superficie del deslizamiento.
- 5.- El factor de seguridad del conjunto de dovelas es el promedio de los valores de todas las dovelas.

### b.3.- Fallas por traslación.

Las fallas por traslación o deslizamiento de una masa de tierra que forma parte de un talud, ocurren cuando dentro del terreno de cimentación y a relativamente poca profundidad, existe un estrato de baja resistencia paralelo o casi paralelo a la superficie del terreno. En la figura 5 se muestra este tipo de falla.

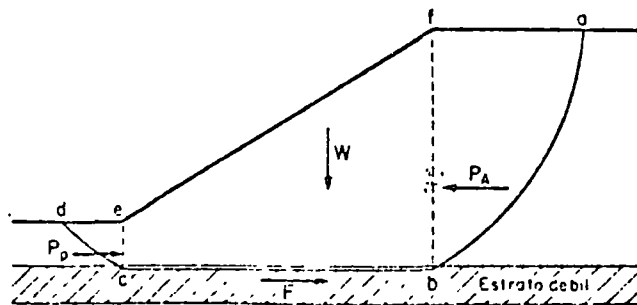


FIG. 5. Superficie de falla compuesta correspondiente a una falla de traslación

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, oponiendose 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.

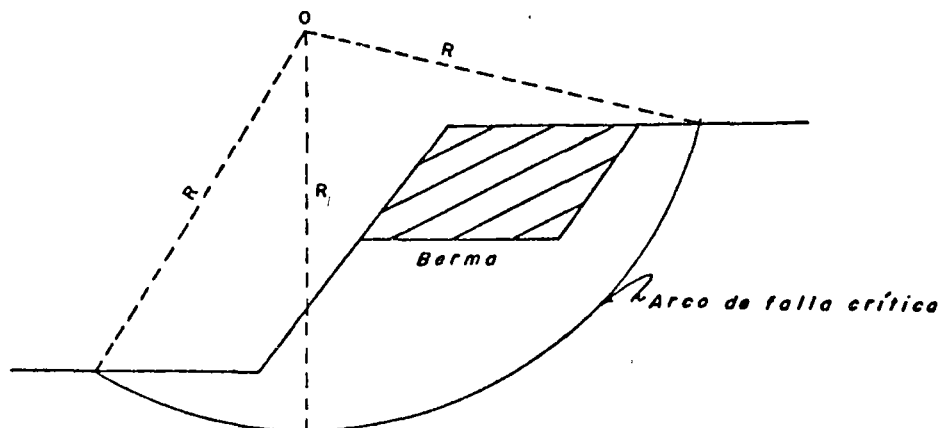


Fig. 6 Efecto de una berma.

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 berma a un incremento en la longitud del arco de falla.

En los cálculos prácticos, ha de tenerse en cuenta que la presencia de la berma 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).

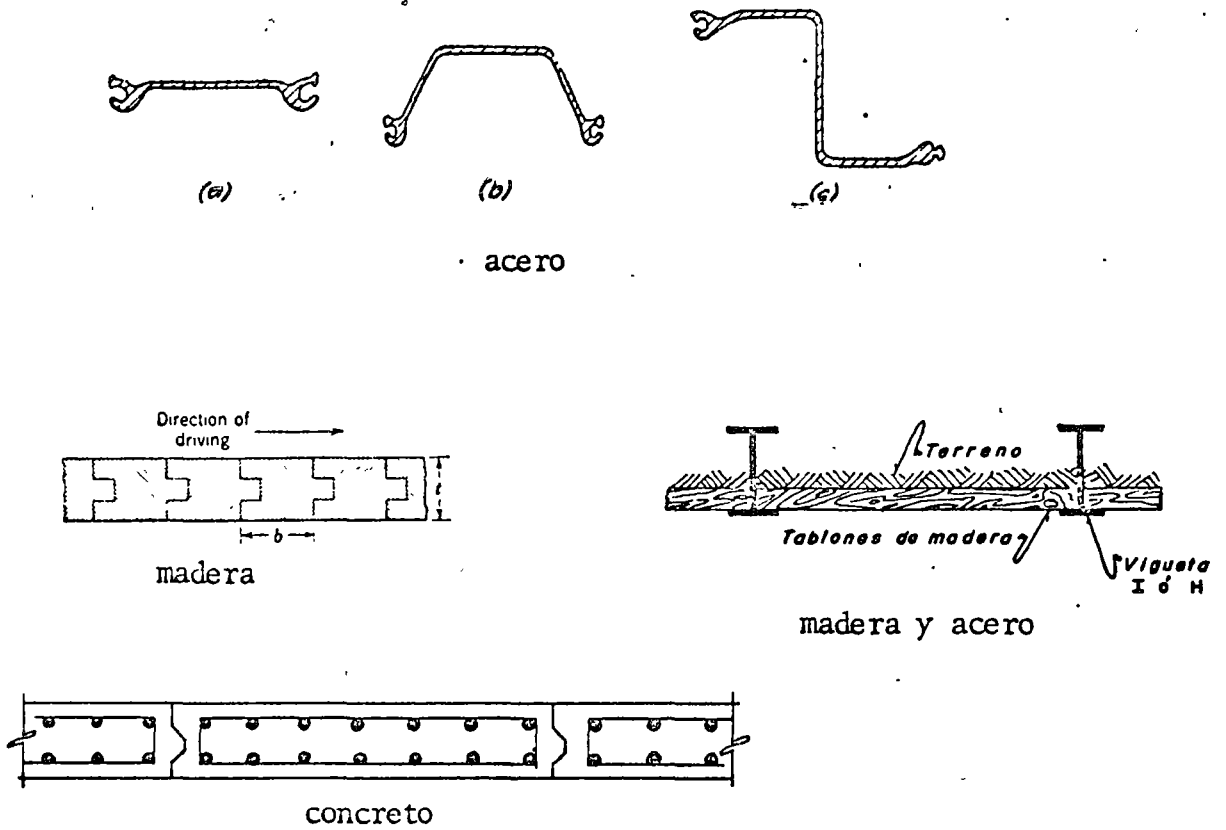


Fig. 7 Tipos de ademe o ataguías.

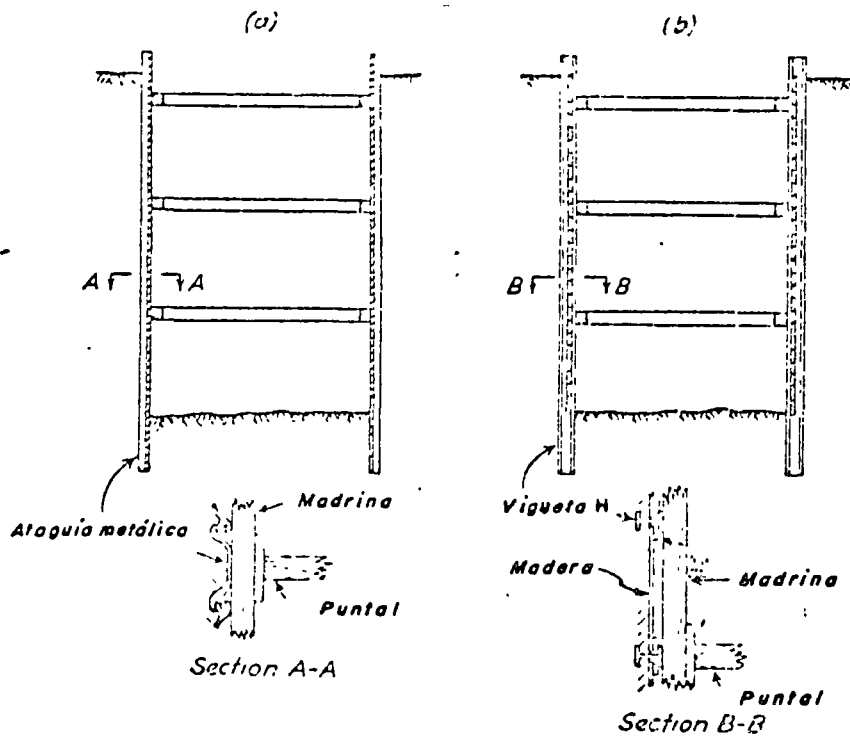


Fig. 8. Secciones típicas de ademe en excavaciones.

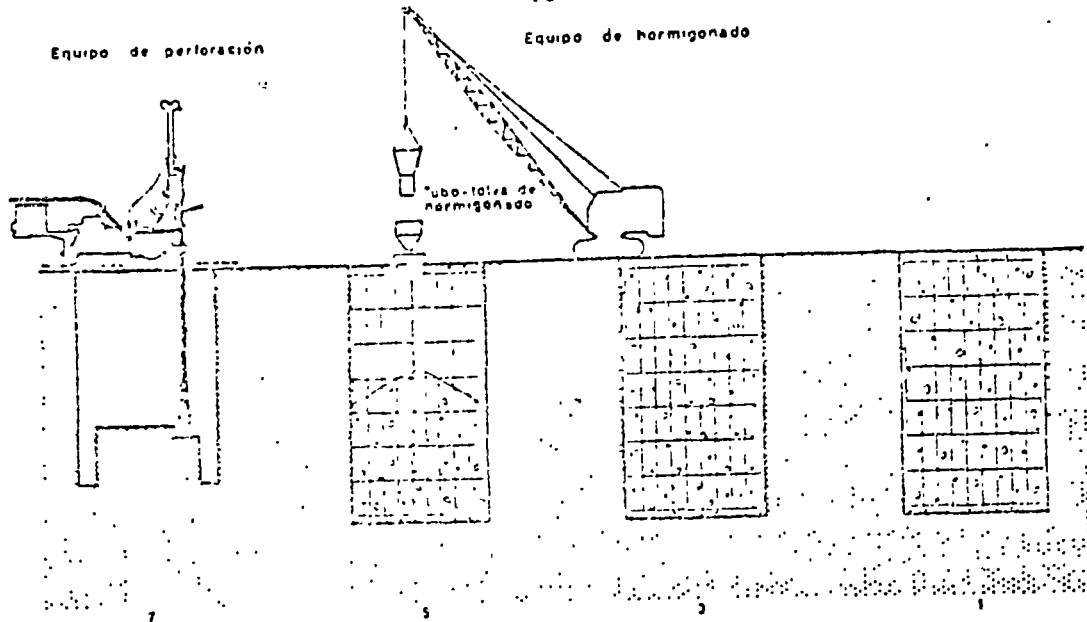
El proceso continua hasta que la excavación llega al nivel de desplante.

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 mu--ros conforme avance la excavación. En figura 9 se ilustra éste procedimiento.

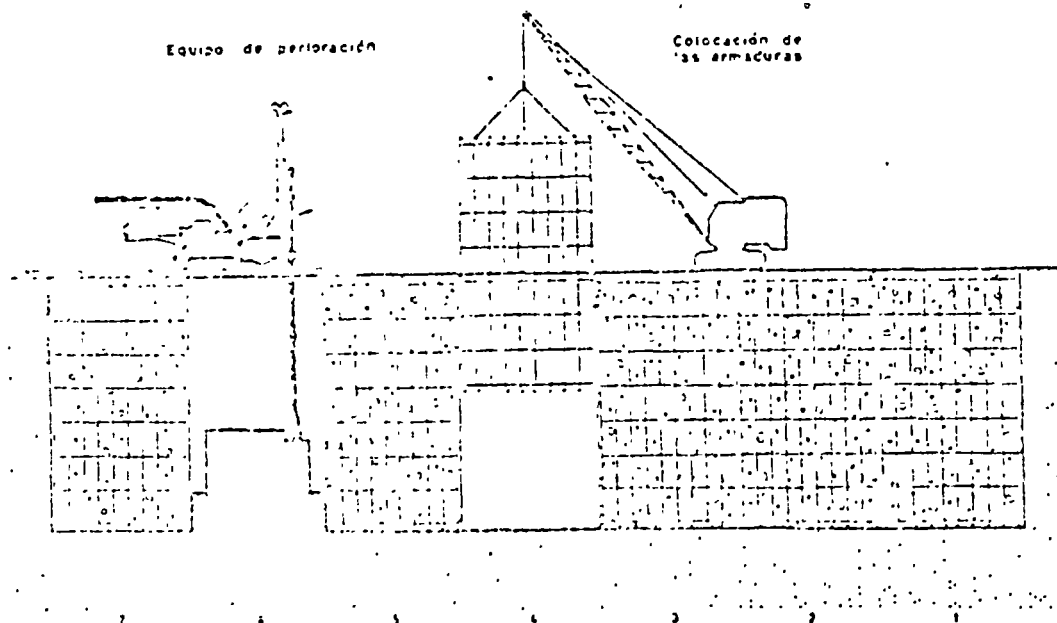
Cuando el ancho de la excavación es demasiado grande para permitir el uso de puntales entre las paredes, el procedimiento que se sigue usualmente es excavar la parte central del área hasta su profundidad de desplante y colar la parte de cimentación correspondiente, de tal forma -- que la parte construida 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 imponga a la deformación del propio suelo y de la flexibilidad -- de la estructura de contención en general.



1) EJECUCIÓN PROGRESIVA DE LOS PANELES DE LA SERIE IMPAR



2) EJECUCIÓN PROGRESIVA DE LOS PANELES DE LA SERIE PAR

Fig. 9 Proceso de ejecución de "Muro colado in situ"

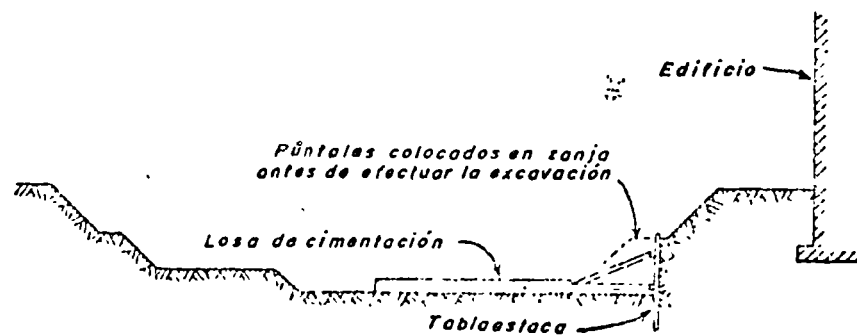


Fig. 10 Apuntalamiento típico en excavación ancha.

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 ademe 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 trapezoidal, útil para ser aplicada en cualquier tipo de excavaciones además. En la figura 11 se muestran dichas envolventes.

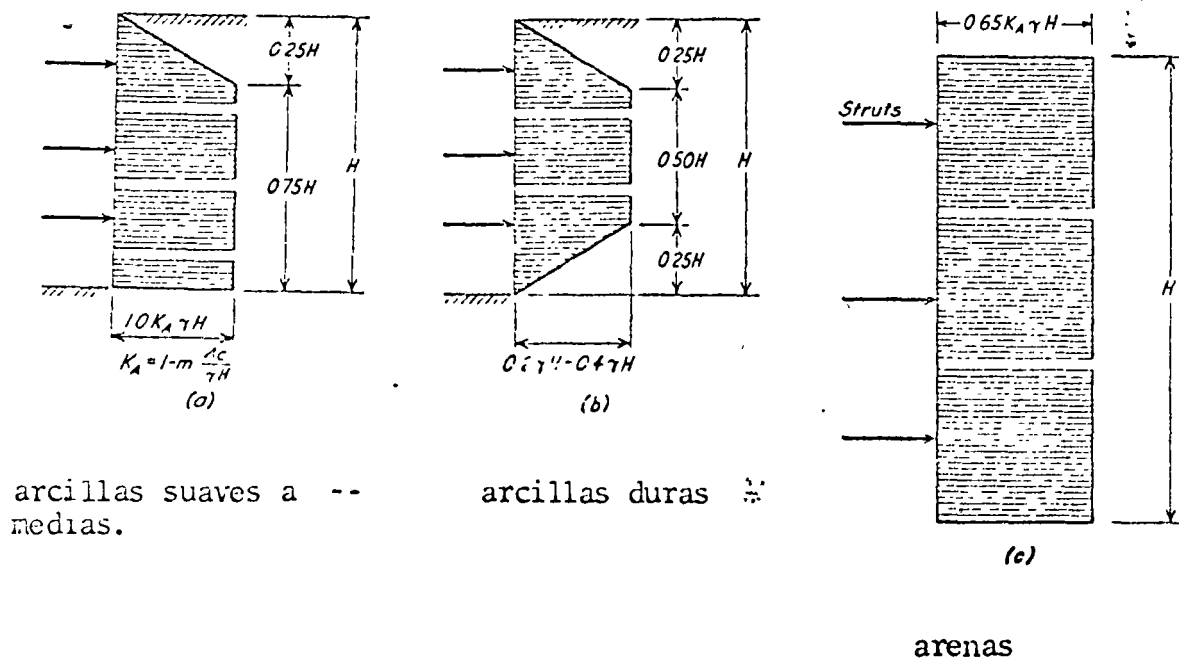


Fig. 11 Diagrama de presiones aparentes para diseño de puntales.



Para calcular la carga que deben soportar los puntales, se ha desarrollado un procedimiento simplificado el cual ignora los efectos de continuidad de la atagüía 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 atagüía deberá calcularse como una viga continua.

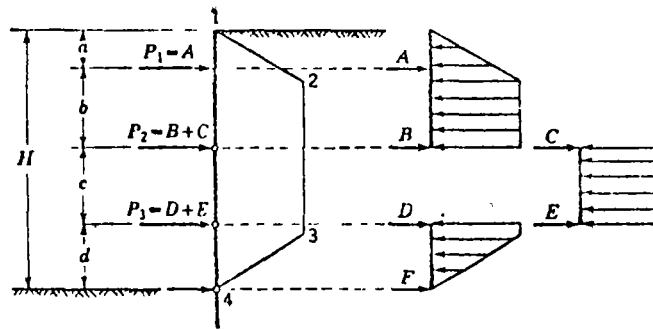


Fig. 12.- Cálculo de la carga de los puntales P en una excavación ademada.

b) Falla por el fondo.

Uno de los aspectos que es importante de considerar en el estudio de estabilidad de excavaciones ademadas 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).

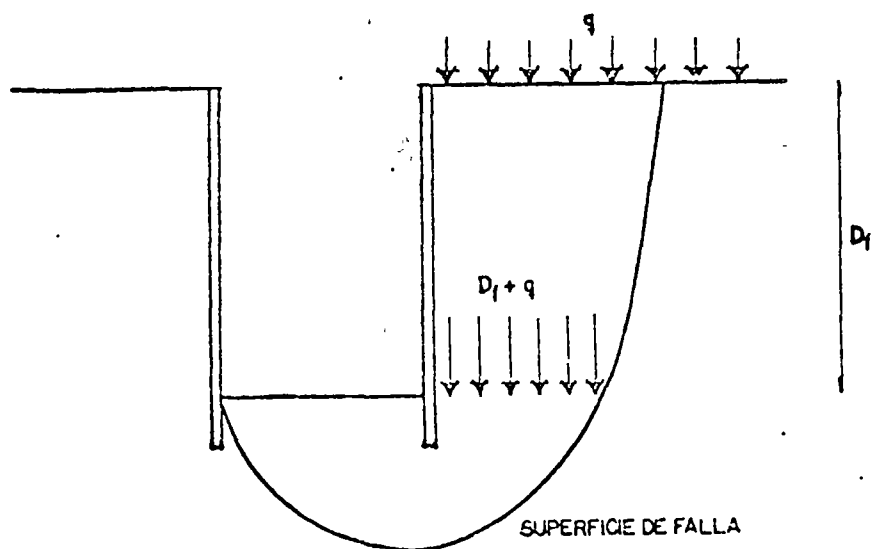


FIG 13 Mecanismo de falla de fondo en excavaciones en arcilla

Es evidente que, en el instante de la falla de fondo se tendría que

$$C N_c = \gamma D_f + q$$

y un factor de seguridad contra talle de fondo quedaría expresado por

$$F. S. = \frac{C N_c}{\gamma D_f + q}$$

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:

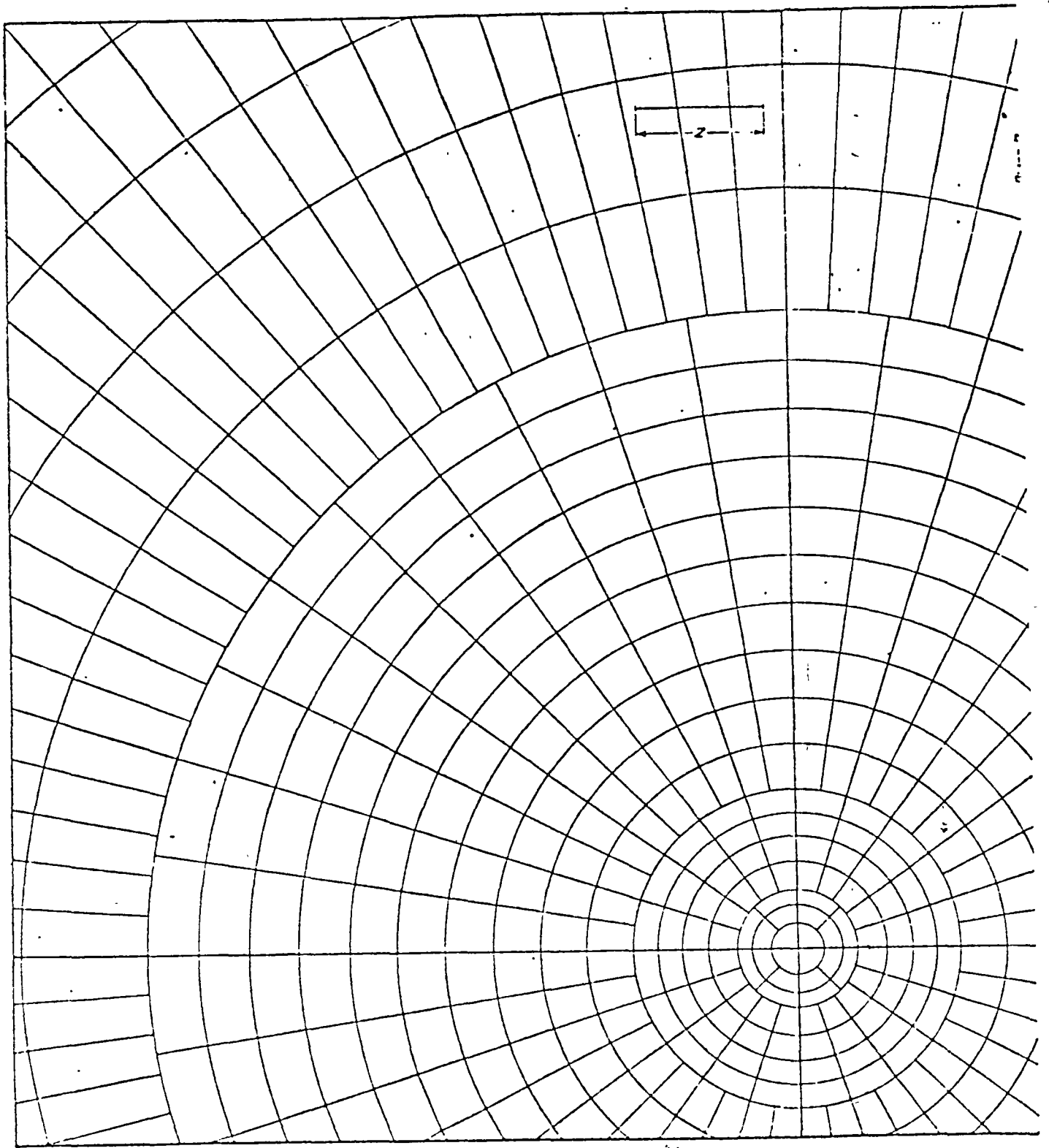


Fig. 14.- Carta de influencia para desplazamientos verticales a una profundidad  $z$ ,  
 Relación de Poisson  $\mu = 0.5$

$$S = 0.015 N P Z / E$$

donde:

S = Expansión en el punto considerado

N = Número de cuadros

P = Magnitud de la descarga

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 estime estará 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.

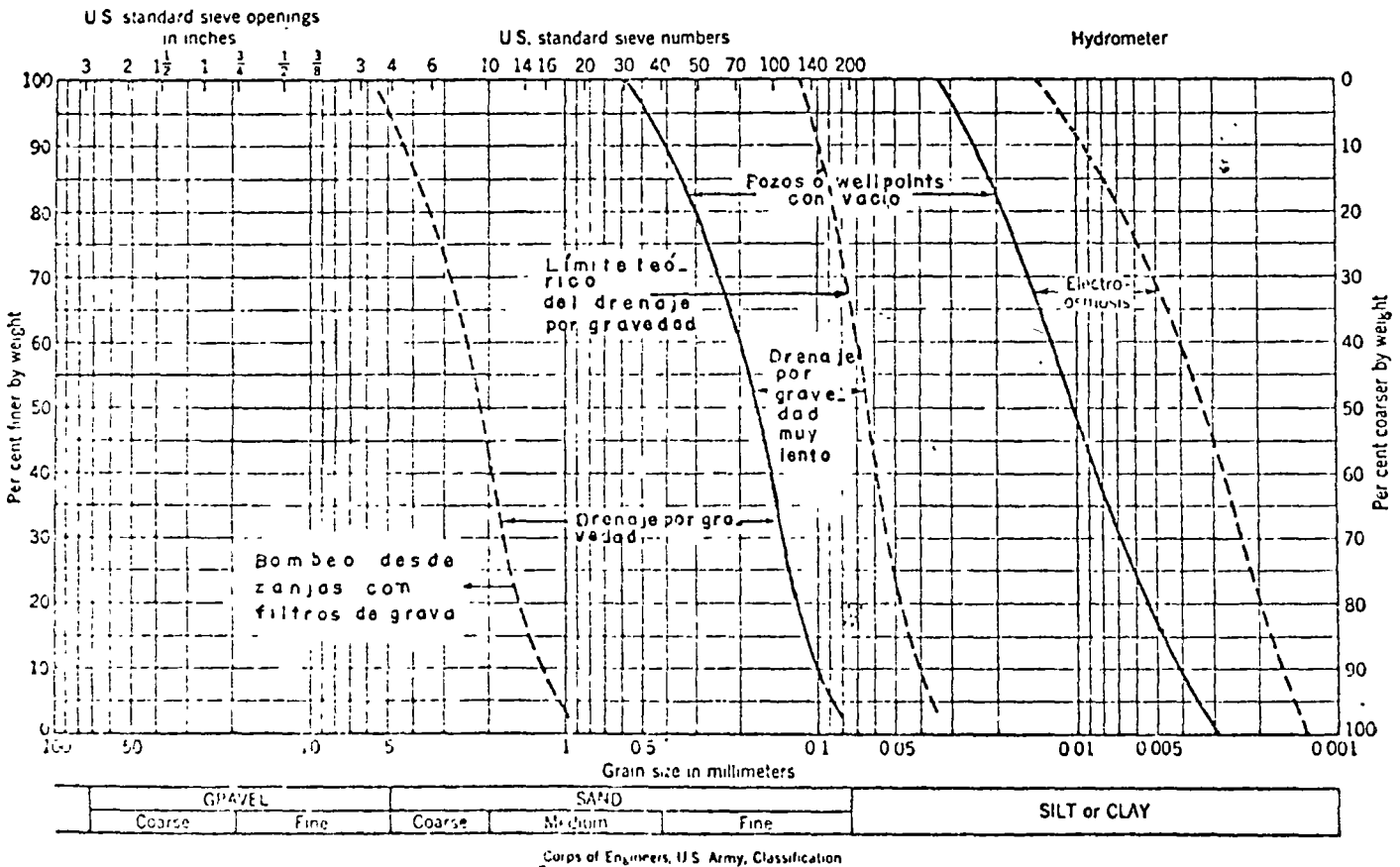


Fig. 15 Sistema de abatimiento aplicable a diferentes suelos.



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 colectarlos 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.

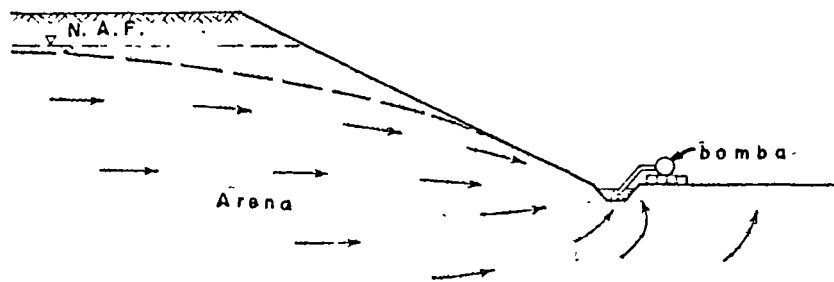


Fig. 16.- Abatimiento del N.F. utilizando zanjas y cárcamos.

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.

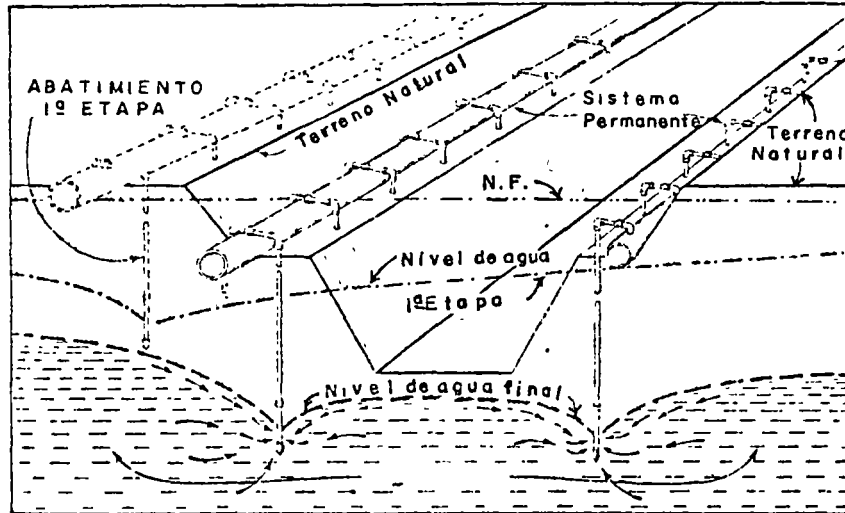


Fig. 17.- Instalación típica de un sistema de abatimiento con pozos punta.

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.

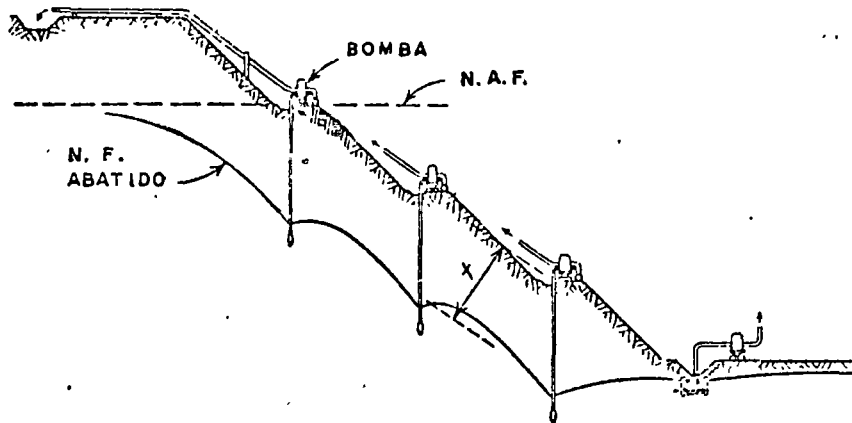


Fig. 18.- Sistema multiple de pozos punta.

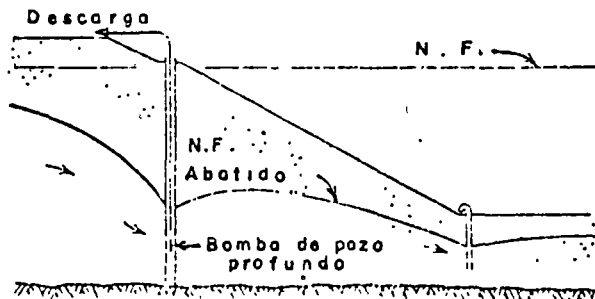


Fig. 19.- Bombeo con pozos profundos.

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.

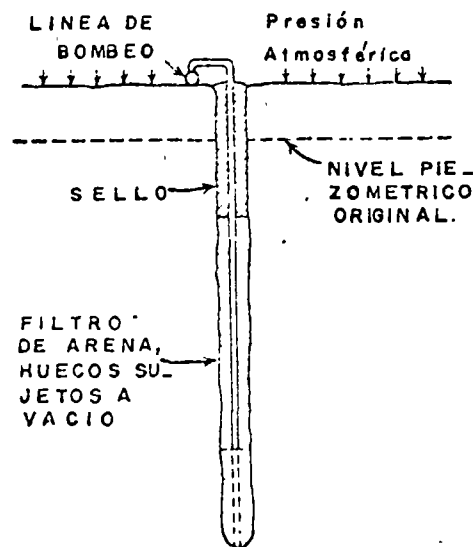


Fig. 20.- Pozo con sistema de vacío.

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.

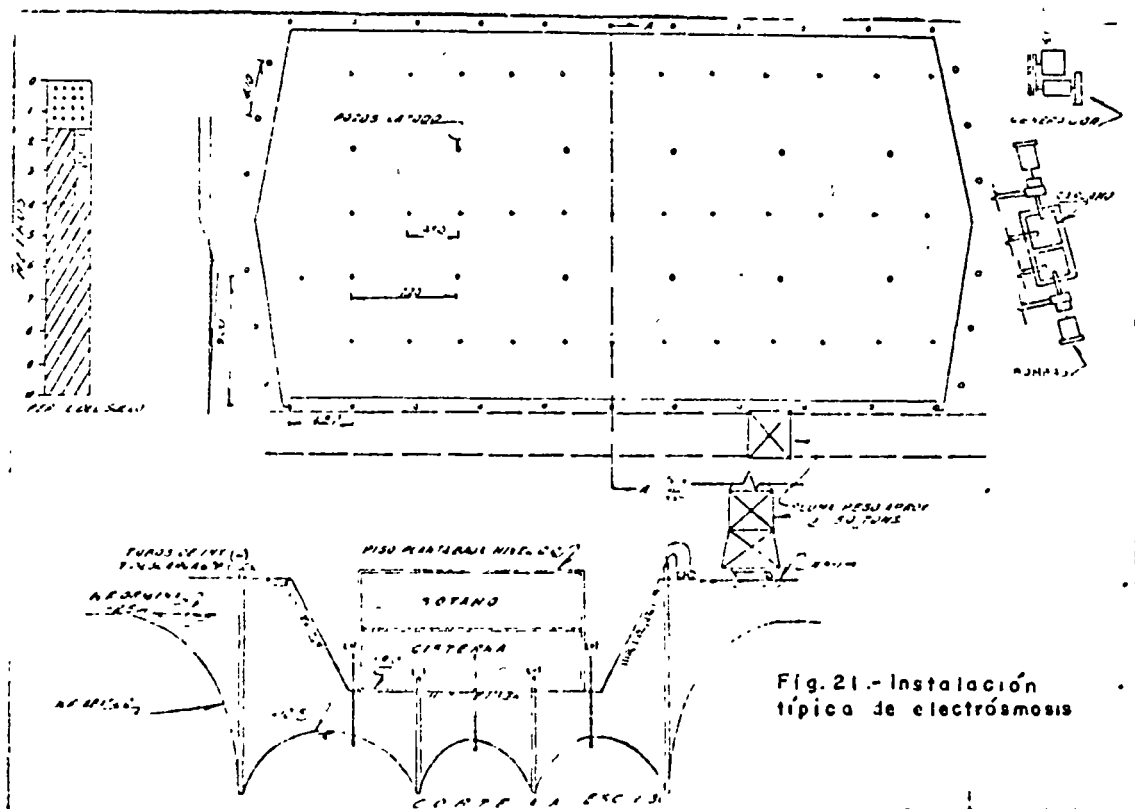


Fig. 21.- Instalación típica de electrosmosis

### 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 efectua 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 ataguía, 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. Taméz G. Solum, S.A.  
Publicación interna N° 5



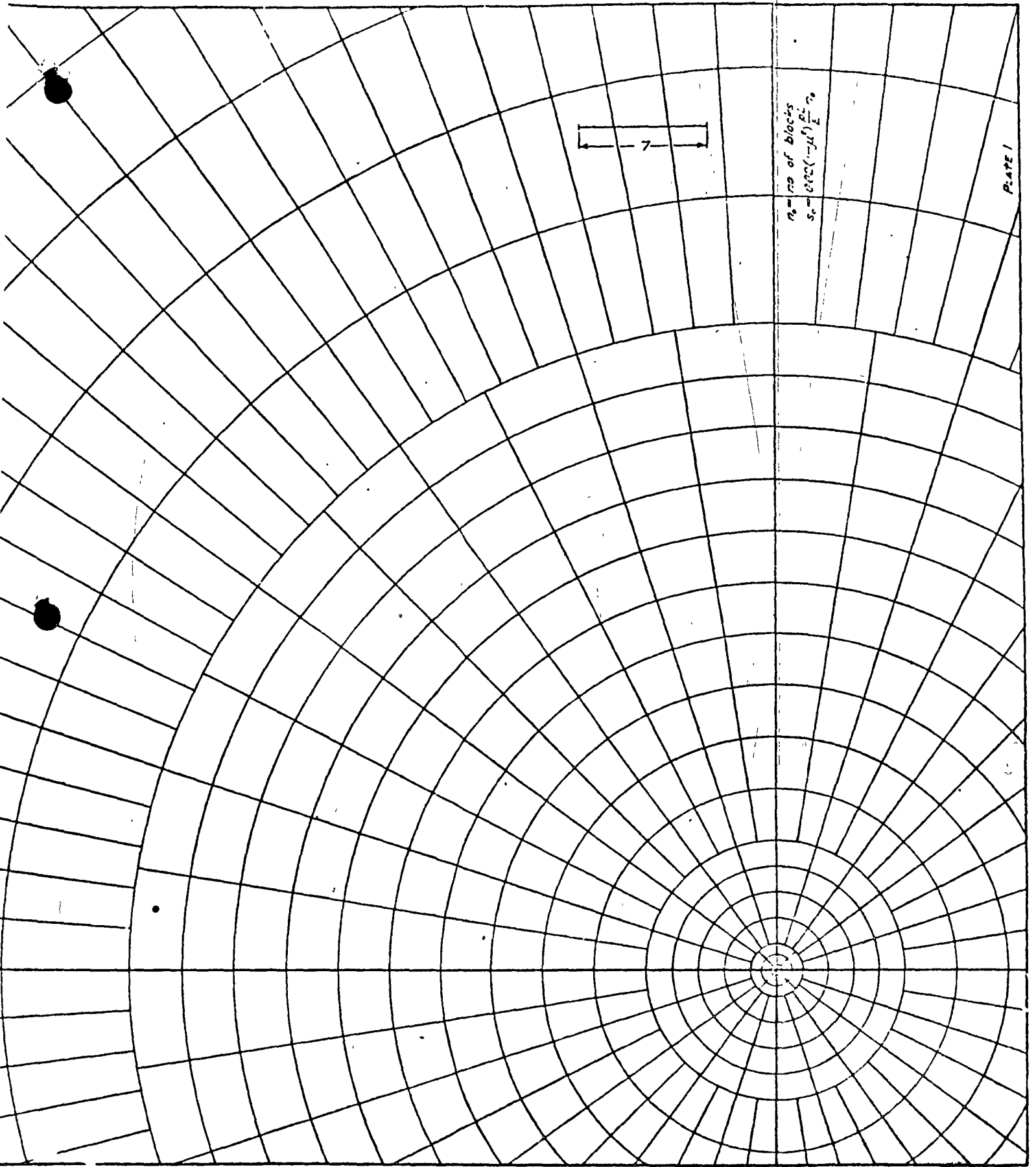
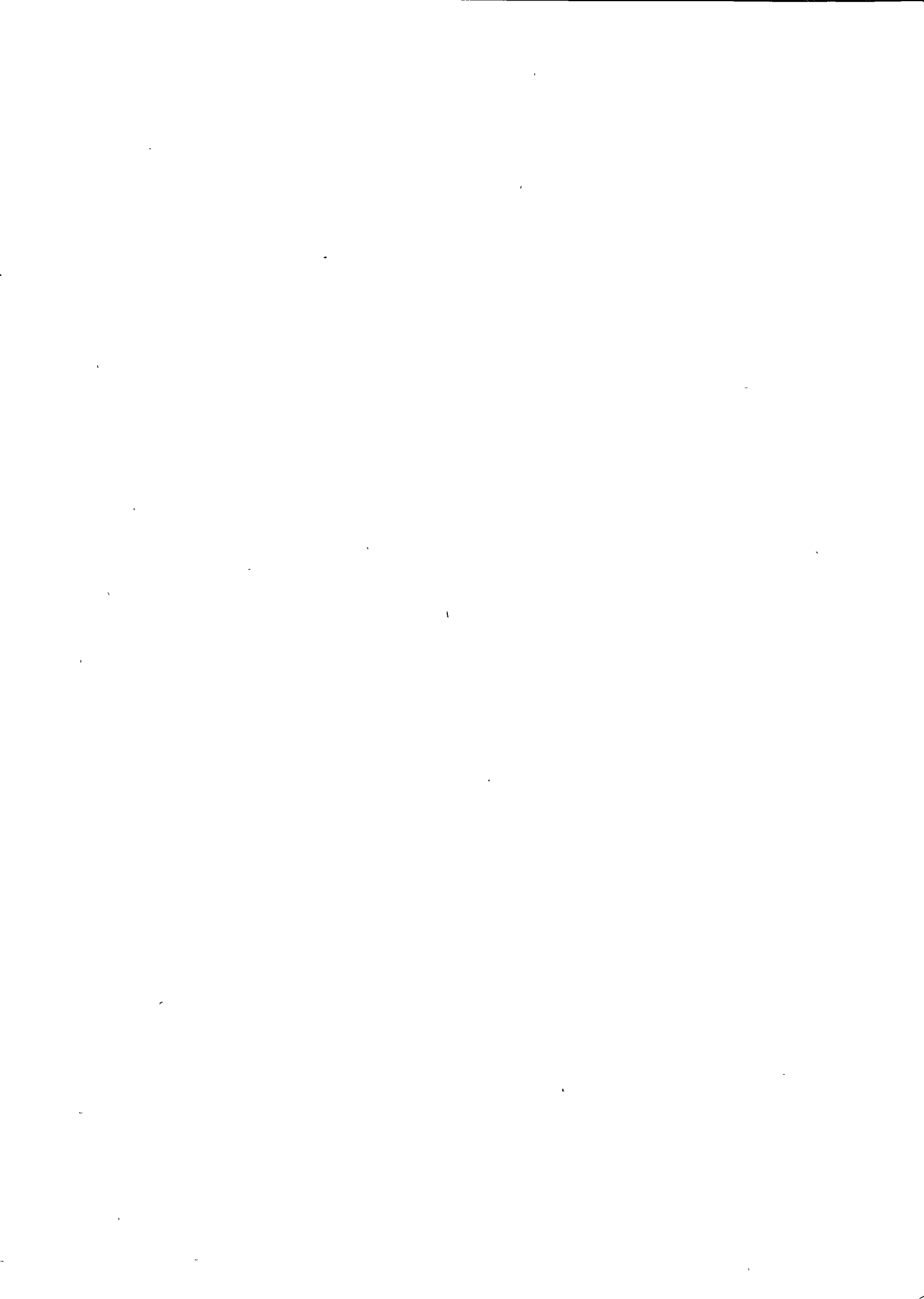


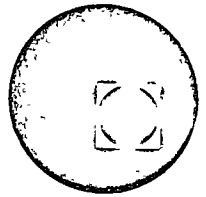
PLATE I

PLATE I. Diagrams of the Vertical Displacement at Various





centro de educación continua  
facultad de ingeniería, unam



DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES SOMERAS

EL SUBSUELO DE LA PENINSULA DE YUCATAN  
REVIEW OF COLLAPSING SOILS

ING. GUILLERMO SPRINGALL CARAM.

## EL SUBSUELO DE LA PENINSULA DE YUCATAN

Guillermo Springall  
Geotec, S A  
Leopoldo Espinosa  
Instituto de Ingeniería, UNAM

## INDICE

	página		página
1. INTRODUCCION	Y-2	6.2 <u>Conclusiones</u>	Y-66
2. GEOLOGIA DE LA PENINSULA	Y-3	7. LOCALIDADES DEL INTERIOR DE CAMPECHE	Y-67
2.1 Antecedentes	Y-3	7.1 <u>Datos de exploraciones geohidrológicas</u>	Y-67
2.2 <u>Estratigrafía y distribución superficial de las unidades litológicas</u>	Y-6	7.2 <u>Camino Escárcega-Chetumal</u>	Y-68
2.3 Tectónica	Y-7	7.3 <u>Conclusiones</u>	Y-69
2.4 <u>Geohidrología</u>	Y-8	8. OTRAS LOCALIDADES DE LA COSTA DE CAMPECHE	Y-70
3. MERIDA, YUC.	Y-11	8.1 <u>Lenma</u>	Y-70
3.1 Introducción	Y-11	8.2 <u>San Lorenzo</u>	Y-72
3.2 <u>Descripción del subsuelo</u>	Y-11	8.3 <u>Champotón</u>	Y-73
3.3 <u>Conjunto industrial</u>	Y-14	8.4 <u>Entronque La Joya</u>	Y-74
3.4 <u>Planta en la Ciudad Industrial</u>	Y-26	8.5 <u>Conclusiones</u>	Y-74
3.5 <u>Planta termoeléctrica (estudio geosfsmico)</u>	Y-30	9. CHETUMAL, Q. R.	Y-75
3.6 <u>Clinica-Hospital (estudio geoelectrico)</u>	Y-31	9.1 <u>Zona alta</u>	Y-77
3.7 <u>Edificios con cimientos aislados</u>	Y-32	9.2 <u>Zona baja</u>	Y-77
3.8 <u>Cimentaciones costosas innecesarias</u>	Y-35	9.3 <u>Conclusiones</u>	Y-80
3.9 <u>Cavidades en calles</u>	Y-37	10. ISLA COZUMEL, Q. R.	Y-81
3.10 <u>Influencia de sacaberas en la cimenta ción de edificios</u>	Y-38	10.1 <u>Estratigrafía y propiedades</u>	Y-82
3.11 <u>Conclusiones</u>	Y-40	10.2 <u>Cimentaciones</u>	Y-84
4. OTRAS LOCALIDADES DEL INTERIOR DE YUCATAN	Y-42	10.3 <u>Conclusiones</u>	Y-85
4.1 <u>Zona henequenera</u>	Y-43	11. LOCALIDADES DEL INTERIOR DE QUINTANA ROO	Y-87
4.2 <u>Camino Mérida-Progreso</u>	Y-45	11.1 <u>Datos de exploraciones geohidrológicas</u>	Y-87
4.3 <u>Cenote Sagrado de Chichen Itzá</u>	Y-46	11.2 <u>Alvaro Obregón</u>	Y-90
4.4 <u>Conclusiones</u>	Y-48	11.3 <u>Conclusiones</u>	Y-91
5. LOCALIDADES DE LA COSTA DE YUCA TAN	Y-49	12. OTRAS LOCALIDADES DE LA COSTA DE QUINTANA ROO	Y-92
5.1 <u>Celestún</u>	Y-49	12.1 <u>Cancún</u>	Y-93
5.2 <u>Yukalpetén</u>	Y-49	12.2 <u>Puerto Morelos y Playa del Carmen</u>	Y-99
5.3 <u>Progreso</u>	Y-55	12.3 <u>Conclusiones</u>	Y-99
5.4 <u>Telchaac Puerto</u>	Y-56	13. CONCLUSIONES	Y-100
5.5 <u>Dzilár de Bravo</u>	Y-56	14. RECONOCIMIENTOS	Y-101
5.6 <u>Río Lagartos</u>	Y-57	15. REFERENCIAS	Y-101
5.7 <u>Conclusiones</u>	Y-58		
6. CAMPECHE, CAMP.	Y-59		
6.1 <u>Zonificación del subsuelo</u>	Y-59		

## 1. INTRODUCCION

### 1.1 Antecedentes

Ya que uno de los fines fundamentales de la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos es divulgar en el medio de la Ingeniería el conocimiento de todo lo que se relaciona con esta materia, y siguiendo la práctica de reuniones anteriores, se decidió incluir como uno de los cuatro temas principales de la Sexta Reunión, el que se refiere a la Ciudad de Mérida.

Como las condiciones del subsuelo son en general semejantes en la plataforma caliza de la Península de Yucatán, los autores propusieron a la Mesa Directiva de la Sociedad, que el tema se hiciera extensivo a toda ella, y es éste el enfoque que se le dio.

La información publicada a la fecha es muy escasa, limitándose casi en su totalidad a aspectos geológicos, razón por la cual el tema se preparó con todos los datos de estudios que fue posible recopilar, y se complementó con diversos recorridos efectuados en el área por estudiar, así como con trabajos de campo y laboratorio que sirvieran para el fin perseguido.

Los datos incluidos en este trabajo proceden de los estudios realizados en los últimos 10 años; los contados trabajos que se hicieron antes no se incluyeron en éste, por considerar limitada su validez; sin embargo se dan aquellos datos de carácter histórico que son útiles.

Debe advertirse que en área tan extensa como la que se trata, la información que se presenta es a primera vista escasa y se concentra en determinadas localidades. Sin embargo, se considera que dicha información es suficiente para proporcionar una idea general de las condiciones especiales que caracterizan al subsuelo de la Península, y es útil para orientar en forma preliminar los estudios que se realicen en cada caso particular.

Al preparar esta Memoria se respetó la información recopilada relativa a la estratigrafía, así como propiedades y criterios aplicados en los estudios originales, si bien en muchos casos se cambió la forma de presentarla con objeto de dar uniformidad o simplificarla. Desde luego es responsabilidad de los que suscriben, la interpretación que se hace de toda esta información.

Para facilitar la exposición de motivos y dar expresión evidente a muchos de los casos citados, se ilustró ampliamente el trabajo con esquemas y fotografías.

### 1.2 Alcance

La Memoria comprende lo que se relaciona con la superficie limitada al Norte por el Golfo de México, al Este por el Mar Caribe, al Sur por el camino Escárcega-Chetumal y al Occidente por el camino Escárcega-Champotón y la Sonda de Campeche.

Para la presentación del tema, este informe se dividió en cinco partes, a saber:

a) El Capítulo 2 resume la geología general de la Península, basándose en datos de investigaciones recientes. Incluye la estratigrafía y distribución superficial de las unidades geológicas, tectónica, y se hacen breves comentarios sobre geohidrología.

b) La que se considera como segunda parte es la más extensa, y se refiere al subsuelo del Estado de Yucatán. Está integrada por los capítulos 3 a 5, el primero se refiere a la Ciudad de Mérida y los dos últimos a localidades del interior y de la costa, respectivamente.

c) La tercera parte está compuesta por los capítulos 6 a 8, en los que se tratan la Ciudad de Campeche y las localidades del interior y de la costa del Estado de Campeche, respectivamente.

d) Los capítulos 9 a 12 versan sobre localidades del Territorio de Quintana Roo que en orden numérico son Chetumal, Isla Cozumel, y sitios del interior y de la costa del Territorio. Estos capítulos constituyen la cuarta parte.

e) El Capítulo 13 es una conclusión general del tema. En él se resumen las características del subsuelo de la Península, las prácticas seguidas a la fecha, así como algunas sugerencias para aplicaciones futuras.

En las partes segunda a cuarta se presentan datos sobre estratigrafía y propiedades del subsuelo y la aplicación de la Ingeniería de Cimentaciones en las distintas localidades de la Península de Yucatán.

Al final de cada capítulo se anotan las conclusiones correspondientes.

## 2. GEOLOGIA DE LA PENINSULA

### 2.1 Antecedentes

La Península de Yucatán (Fig. 1) es una unidad geológica constituida por sedimentos calcáreos marinos del Cenozoico. Representa una extensa planicie que forma parte de la provincia geográfica de la Llanura del Golfo y del Caribe, con características morfológicas y estructurales bastante uniformes. Los sedimentos calcáreos constituyen una gran plataforma con elevaciones sobre el nivel del mar, bajas, siendo la máxima la correspondiente a la Sierra Yucateca, con una altitud de 126 m (Fig. 2) y extendiéndose dicha plataforma bajo las aguas del Golfo de México con una pendiente muy reducida, para formar el Banco de Campeche.

La información obtenida a partir de sondeos exploratorios para investigación petrolera (Fig. 3) en esta región, ha permitido determinar que la plataforma,

constituida por rocas cenozoicas que van del Paleoceno al Reciente, descansa sobre formaciones plegadas pertenecientes al Cretácico.

Los rasgos fisiográficos que presenta esta región son de tipo cársico y corresponden a un estado de erosión intermedio dentro del ciclo geomorfológico. En las calizas existen cavidades y conductos de disolución que varían desde pequeños poros hasta cavernas muy grandes.

El colapso de los techos de las cavernas da lugar a numerosas depresiones redondeadas (dolinas), grandes y pequeñas.

A las formas cársicas que resultan del colapso de la frágil corteza de roca caliza, dejando al descubierto el manto de agua subterránea, se les denomina localmente "cenotes". La Fig. 4 representa una idea sobre su proceso de formación y la Fig. 5 ilustra cuatro tipos principales de cenotes observados en

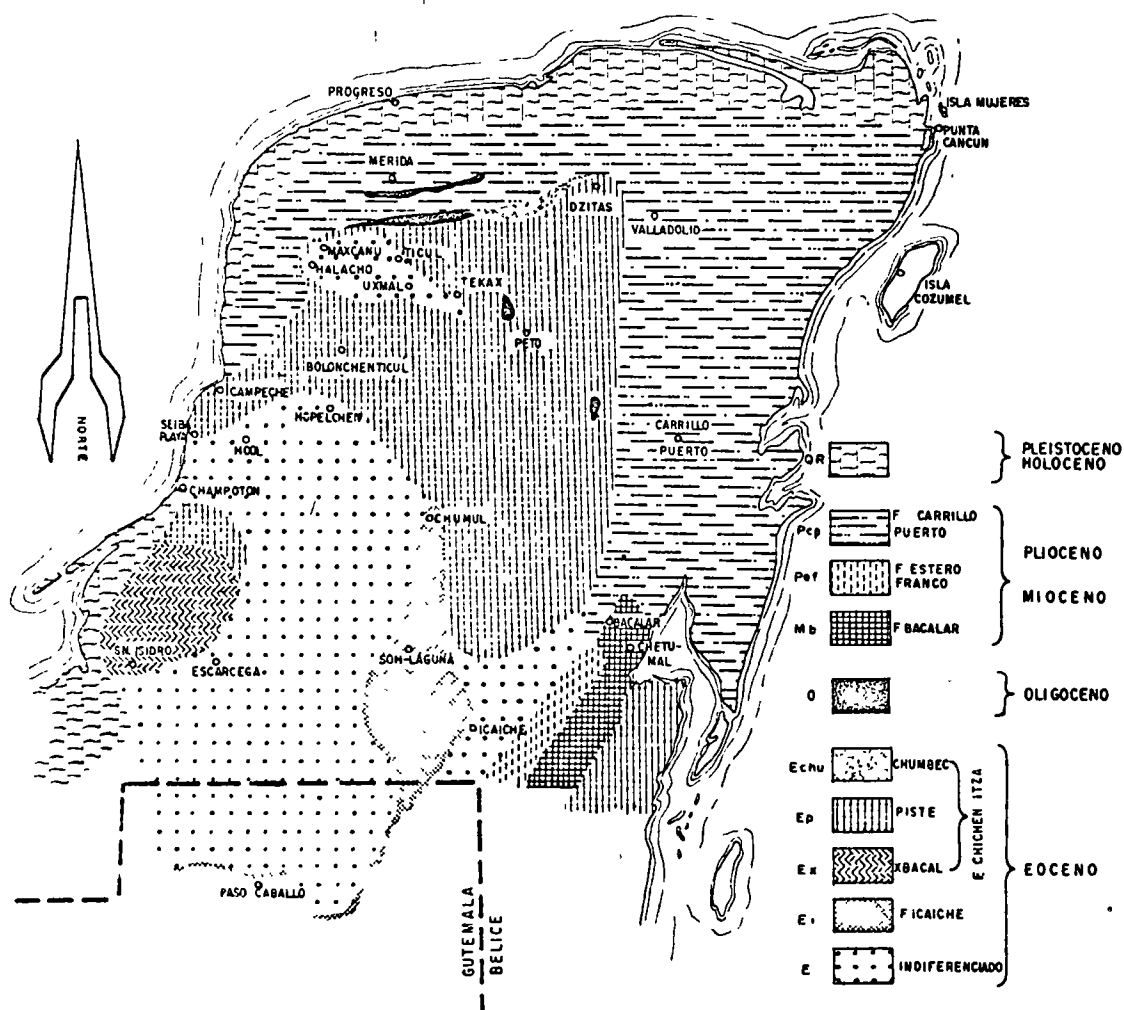


Fig. 1. Mapa geológico de la Península de Yucatán (Bonet y Butterlin, Ref. 1, con ligeras modificaciones).



la Península; ejemplos de ellos pueden verse también en las Figs. 87 a 90 y 97.

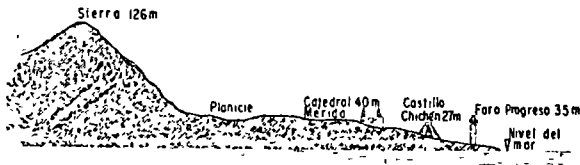


Fig. 2. Perfil topográfico (Sapper, Ref. 2).

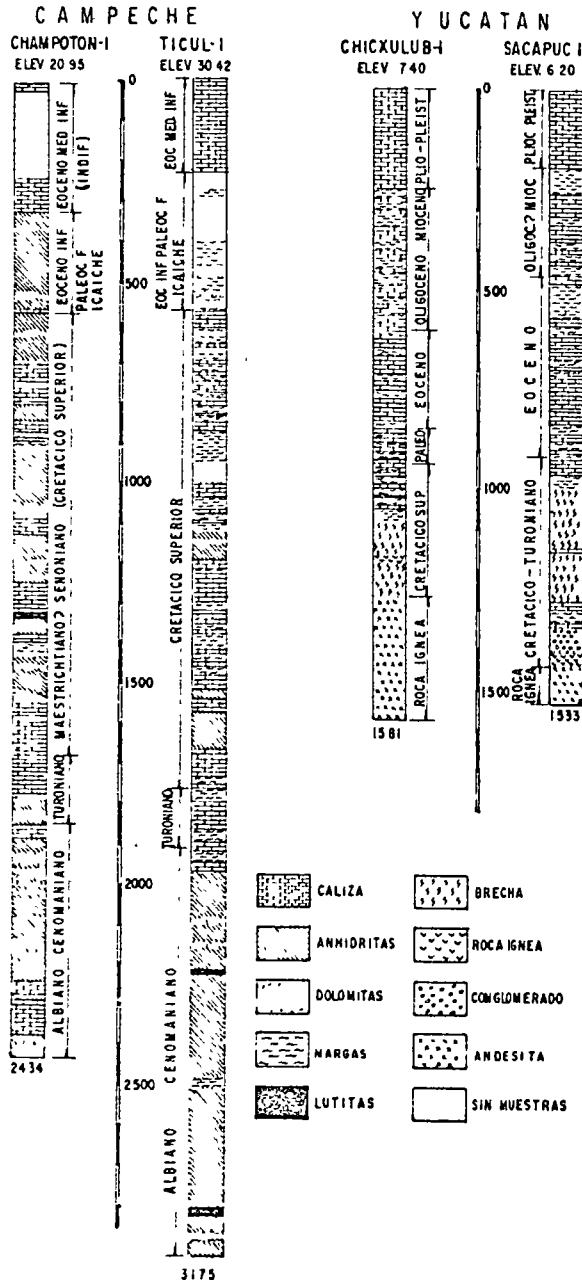


Fig. 3. Perfiles geológicos de exploraciones profundas (Ref. 3).

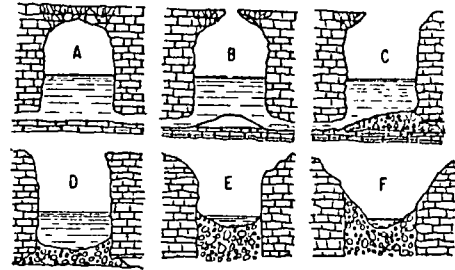


Fig. 4. A, caverna abovedada, cuyo techo no ha caído; B, período posterior, en el que la mitad de la bóveda se ha desplomado ya; C, la mayor parte del techo ha caído, quedando aún una pequeña parte; D, cenote típico de paredes verticales; E, etapa posterior en el que las paredes están siendo desgastadas; F, un antiguo cenote o "agüda" en forma de caldero con un manantial en el fondo. (Gráficas de Coole, 1910, Ref. 4).

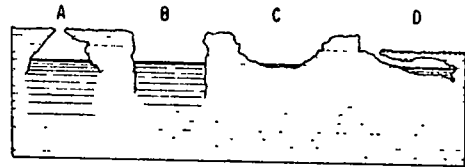


Fig. 5. Esquema de los cuatro tipos de cenotes hallados en Yucatán: A, en forma de cántaro; B, de paredes verticales; C, en forma de aguada; D, en forma de caverna (Ref. 4).

La superficie de la roca está formada, con pocas excepciones, por una capa muy compacta cuyo espesor varía de 0 a 4 m, alcanzando en ocasiones espesores mayores. Probablemente las condiciones de sedimentación en un ambiente epiperfítico y de evaporación total contribuyeron al endurecimiento de esta capa respecto a las más profundas.

En gran número de cortes de caminos, bancos de materiales y otras excavaciones se observa un material friable, blanquecino, llamado "sahcab" que es una roca calcárea no consolidada, cuya consistencia parece indicar que el lodo calcáreo del cual procede se depositó como calcita y, por tanto, no ocurrió la recristalización de aragonita a calcita, proceso necesario para la consolidación de la roca. También se le denomina sahcab a algunas calizas y coquinas cretáceas de consistencia análoga a la mencionada.

En la Tabla 1 se da la descripción de diferentes tipos de sahcab provenientes de varios sitios. El espesor de este material usualmente observado es de 2 a 4 m, siendo en ocasiones menor o mayor. Cuando se le encuentra, generalmente subyace a la capa superficial de caliza compacta (Figs. 6 y 7), descansando sobre caliza suave. En unos sitios aparece interesadamente con capas delgadas de caliza, como se observa en las paredes del Cenote Sagrado de Chichén Itzá (Fig. 97). En otras localidades aflora en la superficie, como ocurre en una vasta región del sureste de la Península (Figs. 8 y 9).

TABLA 1

Clasificación de diversos materiales denominados regionalmente "sahcab"

Sitio	Granulometría, %			Plasticidad, %			Grupo SUCS	Clasificación petrográfica *
	Grava	Arena	Finos	LL	LP	IP		
Motul, Yuc.	10	65	25	no plástico			SM	coquina blanca, porosa, deleznable, cretosa (biomicrita **).
Xcalocop, Yuc. (Fig. 6)	0	35	65	29	19	10	CL	creta, pulverulenta, café-amarillento claro
Cancún, Q. R. (Fig. 7)	0	93	7	-	-	-	SW-SM	creta pulverulenta, muy porosa, permeable, estratificada, café-amarillento claro, con gran cantidad de fósiles
Kilómetro 176.5 del camino Carrillo Puerto-Peto (Fig. 8).	0	4	96	31	22	9	CL-ML	creta, caliza blanca, deleznable
Kilómetro 50, camino Chetumal-Carrillo Puerto, Q. R.	32	17	51	21	14	7	CL-ML	creta o caliza cretosa con partes duras, los fósiles sólo son visibles con microscopio electrónico
Chetumal, Q. R. sitio 1 (Fig.159)	1	15	84	31	20	11	CL	caliza cretosa, fosilífera, blanda, café-amarillento
Campeche, Camp. (Fig.134)				(véase Inciso 6.1.3)				caliza cretosa, fosilífera, blanca y café claro

\* todas las clasificaciones petrográficas mencionadas en el presente estudio fueron realizadas por el Ing. A. Quezadas.

\*\* caliza similar a la bioespátita, excepto que la matriz de calcita microcristalina excede al cementante calcita, según Folk (Ref. 5).

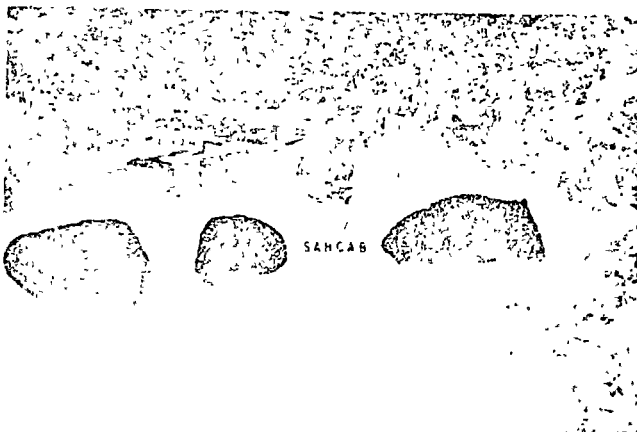


Fig. 6. Banco de sancab en Xcalocop, sobre la carretera Mérida-Valladolid. El espesor medio de la caliza compacta superficial es de 1.5 m.

En la costa norte de la Península, desde su extremo poniente hasta Cabo Catoche, existe un cordón litoral angosto, separado de tierra firme por ciénagas, marismas y lagunas pantanosas de aguas salobres que forman otra franja en general también angosta (véase el Capítulo 5). Una configuración semejante se observa en algunas partes de la costa oriental como las zonas situadas entre Cabo Catoche y Cancún y entre Tulum y Chetumal. La Isla de Cancún es una segunda barra costera de más reciente formación (véase el Capítulo 12).



Fig. 7. Banco de sancab en Cancún. El espesor medio de la caliza compacta superficial es de 1.2 m.

\* Los cordones litorales mencionados están constituidos por una subestructura de antiguas dunas de arena cementada, contra los que se acumula actualmente la arena.

Bajo estas formaciones arenosas se encuentra un horizonte de roca caliza que corresponde a la prolongación de la plataforma hacia el fondo marino. Esta condición se observa a lo largo de toda la costa de la Península, según se reporta en los capítulos 5, 8 y 12.



Fig. 8. Banco donde aflora el sahcab, ubicado en el kilómetro 176.5 del camino Carrillo Puerto-Peto.



Fig. 9. Banco en el que aflora el sahcab, ubicado frente a la Laguna de Bacalar.

## 2.2 Estratigrafía y distribución superficial de las unidades litológicas

Exceptuando ligeras modificaciones, este inciso se apoya fundamentalmente en el trabajo de Bonet y Butterlin (Ref. 1), del que se ha tomado en forma resumida la descripción de la columna estratigráfica y la distribución superficial de las unidades representadas en el mapa esquemático de la Fig. 1.

A continuación se presenta la descripción litológica de cada una de las unidades que afloran en la Península.

### 2.2.1 Holoceno - Pleistoceno

Los materiales correspondientes a esta edad están constituidos por coquinas con escasa matriz calcárea criptocrystalina, de color crema, con abundantes fragmentos de fósiles de moluscos. Se extienden desde Campeche, en la costa occidental, hasta el poblado de Chacmucuch, cubriendo la costa norte en su totalidad, además, desde Champotón hasta las inmediaciones de la Laguna de Términos se extiende una faja costera de coquinas semejantes. Los cordones litorales incluidos en esta unidad están cubiertos por arena, cuyo espesor es variable, alcanzando hasta 3 ó 4 m.

### 2.2.2 Plioceno-Mioceno Superior

El Plioceno-Mioceno Superior comprende las formaciones Carrillo Puerto, Estero Franco y Bacalar.

a) La Formación Carrillo Puerto ocupa la mayor parte del territorio de Quintana Roo y aflora también en Yucatán y Campeche. Los estratos superiores que afloran en el tramo de carretera comprendido entre Peto y Carrillo Puerto son de calizas duras, de color blanco y amarillo claro, con niveles arenosos debajo de los cuales se encuentran calizas arenosas menos duras, que van de un tono amarillento a amarillo-rojizo, alternadas algunas veces por margas amarillas, arenas y areniscas. Los estratos inferiores están representados por coquinas de menos de 1 m de espesor, recubiertas por una capa dura de roca caliza amarillenta, con moluscos y otros tipos de fósiles marinos.

b) La Formación Estero Franco aflora en la mayor parte del curso del Río Hondo y en algunos cortes aislados entre los kilómetros 21 y 40 de la carretera Chetumal-Escárcega. Esta formación está compuesta por calizas y dolomitas macizas, de color blanco-rosa en niveles superiores y en estratos inferiores son amarillas, muy cristalinas, a veces con nódulos de calcita de texturas sacaroides y en capas regulares de 5 a 10 cm de espesor.

A la altura del kilómetro 21 de la carretera Chetumal-Escárcega, las calizas de esta formación presentan plegamientos muy pronunciados con eje en dirección NW-SE.

El espesor de esta formación puede llegar a 100 m, no presenta fósiles, excepto algunos foraminíferos no identificables; su edad exacta es incierta, pero su posición estratigráfica sobre la Formación Bacalar indica que por lo menos es contemporánea a la Formación Carrillo Puerto.

c) La Formación Bacalar se extiende desde Belice hasta la parte sureste del Territorio de Quintana Roo, comprendiendo la región donde están situados Chetumal y Bacalar. Esta constituida por calizas cretáceas de consistencia semejante a la del sahcab (Fig. 9), de color blanco o amarillento, en las que

se encuentran a veces intercalaciones de yeso y nódulos de calizas duras. La alteración de estas calizas da lugar, en la superficie, a un material duro de color gris-negro a veces laminar. Los fósiles de esta formación la sitúan en el Mioceno Superior. Como el sub-basamento de esta formación se desconoce no se ha podido precisar su espesor exacto. En niveles inferiores estas calizas son ligeramente margosas.

### 2.2.3 Oligoceno

No existen afloramientos de formaciones pertenecientes al Oligoceno porque no se depositaron o porque siendo muy delgados se erosionaron (Ref. 1). Sin embargo, las Refs. 3 y 6 señalan la existencia de dos zonas al sur de la Ciudad de Mérida donde el Oligoceno aflora entre las formaciones Chichén Itzá y Carrillo Puerto, además, es importante considerar que en los cortes estratigráficos de perforaciones profundas efectuadas al norte de estas zonas, la columna del Terciario aparece completa.

### 2.2.4 Eoceno-Paleoceno

El Eoceno-Paleoceno está representado por una secuencia de dos formaciones: Chichén Itzá e Icaiché. Se agrega provisionalmente el denominado Eoceno (o Paleoceno) Indiferenciado.

a) La Formación Chichén Itzá comprende casi todas las rocas eocénicas de la Península. Su conjunto se ha dividido en los miembros Chumbéc, Pisté y Xbacal.

El Miembro Chumbéc abarca una zona muy limitada, al norte del poblado de Libre Unión del Estado de Yucatán, los microfósiles que en ellos se han encontrado, lo sitúan en la parte superior del Eoceno Medio y el Eoceno Superior. Sus estratos están constituidos por calizas blancas, cristalinas, macizas con aspecto de mármol, de textura sacaroides. Su espesor probable es inferior a 100 m.

El Miembro Pisté se extiende en la parte central y centro occidental de la Península; también aflora al sur de Champotón y al norte de Belice. Su microfauna es típica del Eoceno Medio. Los estratos superiores de este miembro son los más fosilíferos y están representados por calizas blancas en capas de 10 a 40 cm, generalmente compactas y a veces cretosas. Por debajo se encuentran capas gruesas de calizas de color blanco amarillento. Los niveles inferiores contienen pocos fósiles y son calizas cryptocristalinas o microcristalinas, amarillas, compactas, en capas gruesas. El espesor de este miembro parece alcanzar varios centenares de metros.

El Miembro Xbacal se extiende al norte de Escárcega, encontrándose principalmente en los cortes de la carretera Champotón-Escárcega. Está formado por calizas blancas, grises y amarillas, de espesor bajo a medio. A veces se encuentran capas delgadas de calizas blandas y de verdaderas margas amarillas o lutitas verdosas. Sus estratos están más

intensamente plegados que los de los miembros más recientes de esta Formación Chichén Itzá, alcanzando echados de 20°. La microfauna de este miembro es característica del Eoceno Inferior, y su espesor puede alcanzar varios cientos de metros.

b) La Formación Icaiché aflora al sur de la Península en una franja orientada de Norte a Sur, extendiéndose desde el poblado de Chumul, en el Estado de Campeche, hasta la región del Petén, Guatemala. Está compuesta de calizas compactas de diferentes colores, predominando el amarillo-crema y el blanco, de textura microcristalina a megacristalina en las que es frecuente la dolomitización y silicificación secundaria. Los procesos diagenéticos mencionados y la recristalización probablemente son la causa de la pérdida de los vestigios de la fauna de esta formación, ya que en pocos casos se encuentran restos de foraminíferos, de moluscos y de algas. Es característica de esta formación la presencia de yeso, que forma bancos de varios metros de espesor. Algunos autores sitúan esta unidad estratigráfica en el Mioceno Inferior, y otros en una porción indeterminada entre el Eoceno y el Paleoceno.

c) El denominado Eoceno (o Paleoceno) Indiferenciado incluye provisionalmente aquellas unidades litológicas que por falta de fósiles característicos es imposible datar con seguridad dentro del Eoceno, aunque parecen de edad eocénica, sin excluir la posibilidad de que correspondan al Paleoceno. Aflora en tres regiones, una abarca la región de la Sierra de Yucatán, otra ocupa la porción limitada al Norte por la Formación Chichén Itzá, al Oeste por la Formación Estero Franco y al Oeste por la Formación Icaiché en el Territorio de Quintana Roo, y la tercera se extiende desde el poblado de Hopelchén en el Estado de Campeche hasta penetrar en Petén, Guatemala. La litología es muy semejante a la de la Formación Icaiché, de la que se distingue por la ausencia de yeso. No se ha precisado su espesor.

## 2.3 Tectónica

Los rasgos morfológicos de la Península Yucateca en general parecen estar íntimamente relacionados con la orientación N NE - S SW, de la costa oriental, que se supone formada por una falla, y que a diferencia de las costas norte y oeste descende bruscamente a una profundidad de varios centenares de metros. La Laguna de Bacalar, los bloques escalonados entre Soh Laguna y el norte de Belice y la costa occidental de la Bahía de Cozumel, tienen también la misma orientación del afallamiento en el sentido N NE - S SW. Las ondulaciones de la Sierra de Yucatán y de la región de Bolonchón son perpendiculares a esta orientación, dando así la apariencia de ser plegamientos debidos a un movimiento tectónico en el sentido N NE-S SW.

En relación con estas dos direcciones estructurales primarias Bonet y Butterlin (Ref. 1) dicen lo siguiente... "Una hipótesis para explicar las direcciones prácticamente ortogonales de estos grupos de es-

tracturas observadas en la Península de Yucatán, sería la de suponer que las de dirección N NE-S SW son de fines del Eoceno (lo que explicaría la ausencia del Oligoceno) y que las de dirección E NE-W SW serían miocénicas o postmiocénicas, lo que explicaría que contrariamente a las anteriores, se marquen bien en la topografía y que, en esta zona, las formaciones marinas posteoocénicas no estén representadas, bien porque no se hayan depositado, bien porque, muy delgadas, hayan sido destruidas por la erosión. Es, en efecto, notable ver cómo en las zonas en las que se observan las estructuras de dirección ENE-WSW, no se encuentran más que formaciones eocénicas y, particularmente, quizás las más antiguas”...

Se pueden distinguir otros dos grupos de estructuras en la Península que coinciden con las orientaciones predominantes de los conductos de disolución (Fig. 10): uno con orientación casi Norte-Sur y otro con rumbo aproximado N70°E, a los que pertenecen la línea de contacto de las formaciones eocénicas y las más recientes; las actuales costas occidental y norte, la isóbata de 10 brazas, y la gran plataforma submarina conocida como Sonda o Banco de Campeche.



Fig. 10. Diagrama de tendencias principales de orientación de planos estructurales de las calizas de Yucatán (Lesser, Ref. 7).

## 2.4 Geohidrología

A pesar de que la geohidrología no es tema de este trabajo, no puede dejar de mencionarse, aunque sea brevemente, por la importancia que tiene en la Península.

En la Península Yucateca no existen corrientes superficiales, porque la alta permeabilidad de las calizas provoca una rápida penetración del agua hacia el nivel freático. La erosión producida por el agua forma conos de disolución en la superficie y conductos y cavernas subterráneas a través de las cuales el agua fluye con un gradiente prácticamente paralelo al relieve casi horizontal del terreno. El sentido del flujo es radial, del centro de la Península hacia las costas. La existencia de manantiales de agua dulce cerca de la costa y aún en el mar corroboran esta afirmación. La Fig. 11 ilustra lo anterior.

El suelo vegetal es escaso, sobre todo en las zonas de mayor permeabilidad donde se desplaza con mayor facilidad a estratos profundos.

La plataforma caliza puede considerarse como un medio homogéneo en relación al acuífero costero cársico que fluye en su interior (Refs. 7 y 8).

El manto de agua dulce tiene forma de cuña (Fig. 12). Cualquier cambio del nivel del agua dulce produce un aumento o disminución de la profundidad de la interface. La extracción del agua para el abastecimiento de Mérida, por ejemplo, ocasiona una elevación de la interface.

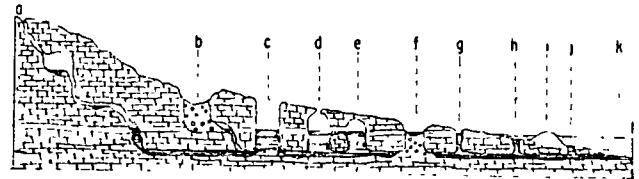


Fig. 11. (Gráfica de Coole, 1910.) "Sección esquemática Norte-Sur desde la Sierra hasta la costa, ilustrativa de los varios tipos de cenotes y cavernas, relaciones de nivel de agua, conexiones subterráneas, etc.: a, caverna en la montaña con pasos y depósitos de agua conservados en depresiones impermeables; b, antiguo cenote ("olla") que sólo temporalmente contiene agua, de la época de lluvias; c, cenote típico; d, cenotes nuevos o cavernas abovedadas conectadas por un pasaje al nivel del agua; e, viejo cenote con agua permanente ("aguada"); f, ojo de agua próximo a la costa con el nivel del líquido cerca de la superficie; g, manantial de agua dulce en un lago salobre o ciénaga; h, cayo costero de arena sobre el que se localizan los pueblos de la costa; i, manantial de agua dulce cerca de la costa; j, el Golfo de México; l, nivel del mar." (Ref. 4).

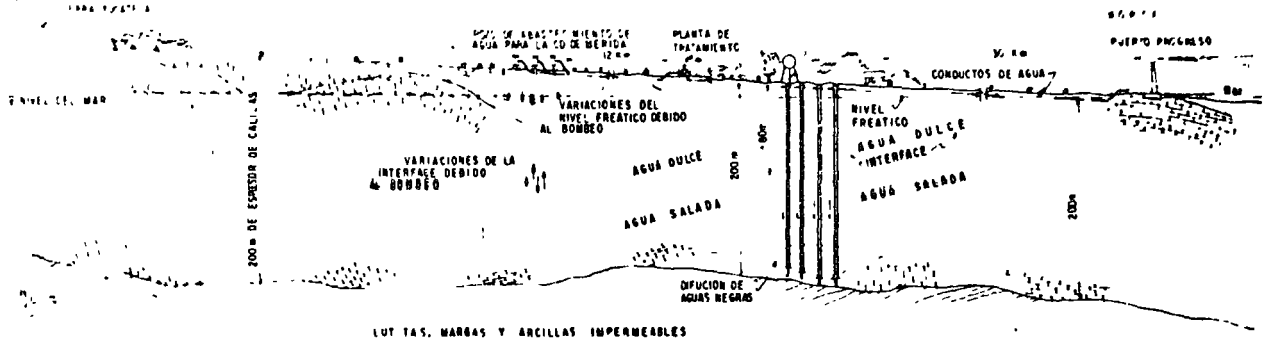


Fig. 12. Corte esquemático que va de la Sierra Yucateca a Progreso que muestra algunos aspectos geohidrológicos (Lesser, Ref. 7).

Respecto a las ideas antes expuestas es importante hacer notar que en la actualidad hay quien aún sostiene una posición contraria en el sentido de que en sitios como la Ciudad de Mérida, existen mantos acuíferos no intercomunicados verticalmente. Esta idea se apoya en las primeras investigaciones realizadas en un pozo de abastecimiento de agua potable, en el que se indican capas impermeables estratificadas con formaciones permeables. En esta idea se han apoyado algunos proyectos en los que se considera que las aguas negras derramadas superficialmente en pozos y fosas sépticas contaminan un manto superior, haciendo posible la extracción de agua potable de mantos más profundos. La Fig. 13 es reproducción del original de un documento que data de 1908 que muestra las diferentes capas que constituyen el subsuelo, según la interpretación de los ingenieros extranjeros que intervinieron en aquella época en los estudios mencionados. Evidentemente esta idea no es correcta, según lo demuestran estudios posteriores.

Se ha observado mediante pruebas de bombeo que los abatimientos del nivel freático son muy pequeños. Esto indica un fácil desplazamiento del agua subterránea bajo gradientes muy pequeños, alta transmisibilidad y una amplia zona de influencia. La mayor parte de los pozos de abastecimiento en la Ciudad de Mérida, por ejemplo, con una descarga total de 1000 lt/seg han mostrado que cada uno puede permitir el bombeo de 100 lt/seg con abatimientos menores de 0.5 m (Ref. 7).

En 1960 se perforó un pozo de 225 m de longitud para inyectar por gravedad al subsuelo las aguas negras de la Colonia Miguel Alemán, bajo la interfase agua dulce - agua salada. El sitio está marcado en el plano de la Ciudad de Mérida (Fig. 16).

Este pozo fue la primera o una de las primeras medidas tendientes a evitar la creciente contaminación del agua subterránea superficial, ocasionada por las aguas negras de la población, causante del alto índice de mortandad por enfermedades hídricas.

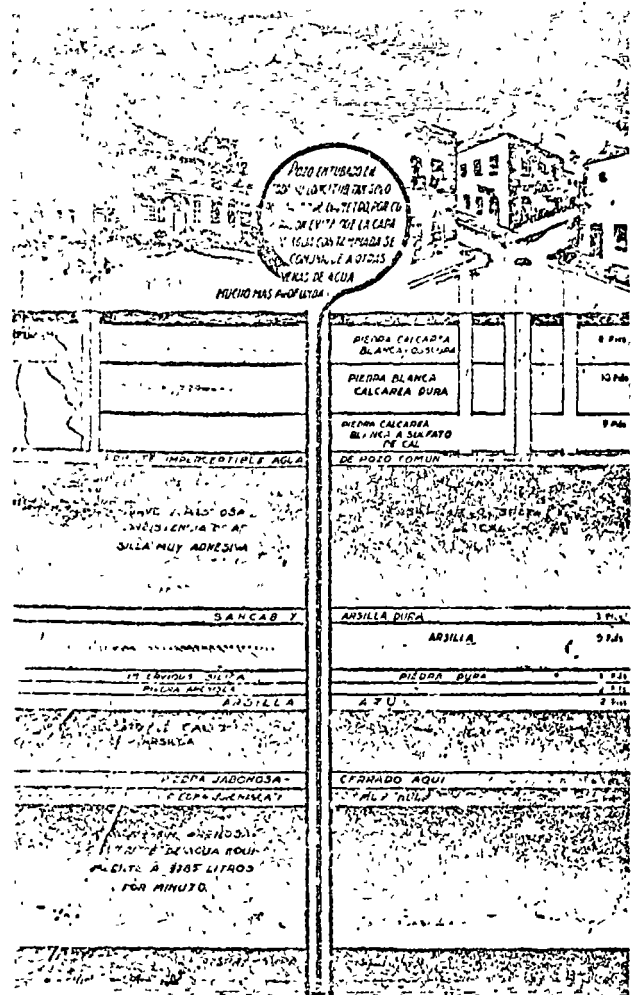


Fig. 13. Perfil de un pozo perforado en 1908 (reproducción del original).

En la Fig. 14 se presenta el perfil geológico a lo largo del pozo. Puede observarse que hasta 204 m de profundidad existen rocas calcáreas definidas como permeables, con capas intercaladas de arcillas y areniscas a diferentes elevaciones. Debajo de ellas,

hasta 225 m de profundidad, continúan rocas impermeables clasificadas como lutitas.

En el pozo se corrieron registros eléctricos para determinar las curvas de resistividad y de caída de potencial, acusando que a 140 m de profundidad ocurrió el cambio de agua dulce a agua salada.

El pozo se perforó en diámetro de 66.0 cm (26") hasta 170 m de profundidad, y en diámetro de 45.7 cm (18") entre 170 y 225 m. En el primer tramo se instaló ademe metálico ciego de 45.7 cm de diámetro, dejando sin ademar el tramo inferior. Entre 160 y 170 m, o sea, en el extremo inferior del ademe, se colocó un sello de mortero de cemento para aislar ambos tramos y evitar la contaminación de los acuíferos superficiales.

En los 12 años que tiene de servicio el pozo, ha mostrado un funcionamiento satisfactorio, debido a la alta permeabilidad de las formaciones calcáreas profundas.

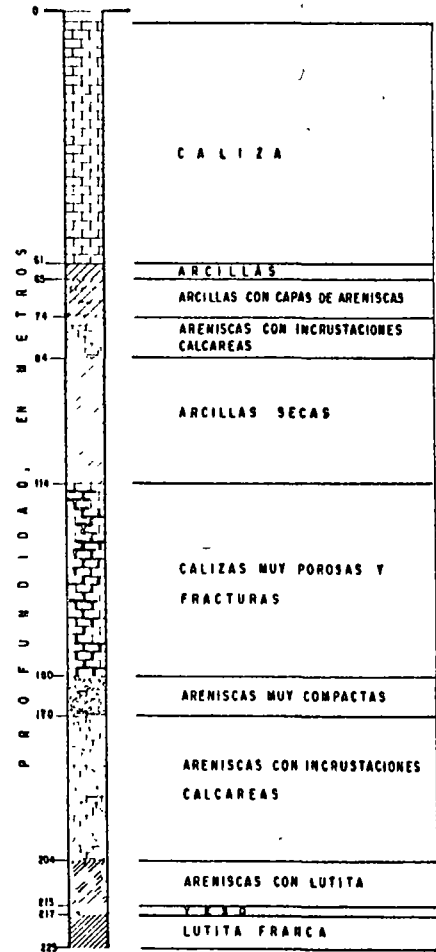


Fig. 14. Perfil geológico del pozo profundo de la Colonia Miguel Alemán (SRH, Gerencia Edo. de Yucatán).

### 3. MERIDA, YUC,

#### 3.1 Introducción

La Ciudad de Mérida y áreas suburbanas (Fig. 15) constituyen el centro de población más extenso en la Península de Yucatán. En los últimos años su desarrollo se ha acelerado dando lugar a modernos edificios y plantas industriales que se erigen en la zona céntrica y en áreas suburbanas que van integrándose a la ciudad, como es la Ciudad Industrial, localizada hacia el Sur creada este año de 1972.

En general, las construcciones antiguas son de uno y dos pisos, y el peso se transmite al terreno por medio de muros de carga de gran espesor.

Las construcciones modernas más importantes corresponden a edificios altos y naves industriales, con estructuras de concreto o acero, que se apoyan en columnas. Estas estructuras imponen al subsuelo condiciones más severas que las tradicionales a base de muros especialmente si el subsuelo está constituido por roca caliza discontinua, es decir debida a cavidades y capas o bolsas de material blando, ya que en las estructuras con columnas las descargas son concentradas y de mayor magnitud, y no se cuenta con elementos que por su rigidez sean capaces de redistribuir las cargas de las partes blandas a las porciones más resistentes del terreno de cimentación.

El empleo de elementos rígidos en la subestructura (trabes, muros y losas), en las calizas de Yucatán, es una solución costosa y no siempre segura, como podría ocurrir en el caso de cavidades de grandes dimensiones que abarcan buena parte del área de cimentación.

A la fecha la totalidad de las cimentaciones son superficiales, con apoyo en la roca, del tipo de zapatas aisladas bajo columnas, o continuas de concreto o mampostería, bajo muros de carga.

Hay casos excepcionales de cimentaciones en los que se han utilizado trabes de liga, losas con trabes y hasta cajones. En general, estos diseños obedecen, en buena parte a la falta de datos sobre la estratigrafía y propiedades del subsuelo. Debe señalarse que en casi todos estos casos, el diseño fue realizado fuera de la Península, aplicando criterios que si bien son apropiados para otras localidades del país, como la Ciudad de México, resultan inaceptables en la Ciudad de Mérida y otras localidades donde el terreno es semejante.

Como consecuencia de lo expuesto en los párrafos anteriores, la Mecánica de Suelos y la Ingeniería de Cimentaciones están adquiriendo gran importancia, no sólo en Mérida, sino también en otras localidades de la Península, donde los problemas que presenta el subsuelo son semejantes.

En el inciso 3.2 se describe en forma general el

subsuelo de la ciudad, y en los subsecuentes, varios casos que ilustran en detalle sus características, técnicas de exploración, propiedades de la roca y tipos de cimentación utilizados.

El inciso 3.3 incluye además, propiedades de núcleos de la roca caliza; análisis estadísticos sobre el espesor de la capa superficial de caliza resistente, profundidad y altura libre de cavidades, con base en los resultados de un gran número de sondeos de exploración, así como pruebas de anclas en el lugar. El caso presentado en este inciso se refiere a las cimentaciones de las plantas del conjunto industrial más grande de la Península.

En el inciso 3.4 se comenta sobre los estudios efectuados para la cimentación de una planta industrial, la primera que se construye en la Ciudad Industrial.

El inciso 3.5 trata sobre la cimentación de una planta termoeléctrica y estudios geofísicos, sísmicos de refracción, realizados para estimar el módulo elástico de la roca.

En el inciso 3.6 se presentan los estudios efectuados para cimentar un hospital, que consistieron, en parte, en la utilización de métodos geofísicos eléctricos.

El inciso 3.7 se refiere a cimentaciones de edificios, en particular a la del edificio de mayor altura en la actualidad.

El inciso 3.8 ilustra dos casos de cimentaciones inapropiadas por su costo elevado. Uno se refiere a un cajón de concreto y otro a zapatas ligadas con trabes.

A pesar de que muchas edificaciones deben de encontrarse desplantadas sobre cavidades, no fue posible obtener información fidedigna de casos concretos de fallas, excepto las reportadas en el inciso 3.9, ocurridas durante los trabajos recientes de pavimentación de las calles.

La influencia de cavidades artificiales ocultas, localizadas fuera de los antiguos perímetros de la ciudad, se manifiesta en el caso presentado en el inciso 10.

En el plano de la Ciudad de Mérida (Fig. 16), se indican los sitios donde se localizan las estructuras a que se hace referencia en este capítulo.

Finalmente, en el inciso 3.11, se concluyen las características del subsuelo de la Ciudad de Mérida, haciendo hincapié en algunas consideraciones para aplicaciones futuras.

#### 3.2 Descripción del subsuelo

El área de la Ciudad de Mérida, así como una vasta región que la circunda, está alojada en la Forma-





Fig. 15 Fotografía aérea de la Ciudad de Mérida y áreas suburbanas

ción Carrillo Puerto (Fig. 1).

A primera vista de un ingeniero que desconociera las características del subsuelo de la Península, le parecería que está constituido por roca sana, homogénea y resistente. Sin embargo, el panorama será otro si analiza con detalle los primeros metros que interesan para fines de cimentaciones, según se describe a continuación.

El subsuelo está constituido por rocas calcáreas, fósilíferas, de origen marno, heterogéneas por los procesos de formación, intemperismo y erosión que han experimentado. Los primeros han dado lugar a una capa superficial resistente (laja), delgada y de espesor variable; calizas suaves del tipo de coquinas; materiales no consolidados de textura terrosa (sahcáb), y a capas delgadas o lentes de arcilla interestratificadas en la caliza. El intemperismo está representado principalmente por fenómenos químicos que producen disolución de la caliza (acción cársica), y es causante de un sinnúmero de conductos y cavidades subterráneas comunicadas entre sí y ocasionalmente al exterior. Los procesos erosivos, en particular la erosión vertical, han provocado el transporte de los suelos que forman la raquílica capa vegetal, depositándolos en oquedades de la masa rocosa, llenándolas parcial o totalmente y formando bolsas de suelos en general blandos, conocidas como "coqueas".

A estos defectos deben agregarse otros menos frecuentes como grietas producto de la falla o asentamiento de bóvedas que ocultan cavidades, juntas que separan en bloques a la roca de los estratos superficiales, en general rellenas de suelos finos, y otro muy importante, provocado por el hombre, que corresponde a cavidades artificiales, conocidas como "sahcabras"; subterráneas o superficiales.

Los accidentes geológicos antes descritos constituyen la estructura secundaria o macroestructura de la roca y son los que rigen principalmente el comportamiento mecánico de la masa rocosa. Debido a que estos accidentes tienen una distribución aleatoria, no es posible conocer sus dimensiones, profundidad y otras características, a menos que se realicen investigaciones en cada caso particular.

### 3.3 Conjunto industrial

#### 3.3.1 Antecedentes

Planta industrial localizada en la Exhacienda de Xcumpich, a un lado de la carretera Mérida-Progreso, a 8.5 km de la primera, y constituida por cuatro grandes fábricas cuyas dimensiones se indican en la Fig. 17. La superficie del terreno es sensiblemente plana, con elevación media de 5 m sobre el nivel del mar, sin mostrar en toda su extensión indicios superficiales de cavidades u otras irregularidades del subsuelo. El conjunto industrial se localiza en el sitio 1 de la Fig. 16.

Las estructuras son metálicas y están compuestas por marcos en dirección E-W, y arcos de tres articulaciones en sentido N-S (Fig. 18). Los arcos transmiten fuerzas horizontales de codo a las columnas y éstas a la cimentación, produciendo momentos de volteo en los elementos de borde; en los interiores los momentos se equilibran y anulan por convergir en ellos dos arcos. En la Fig. 19 se anotan los valores de las fuerzas causadas por cargas estáticas y accidentales que rigieron en el diseño de los cimientos tipo Z2 y Z3.

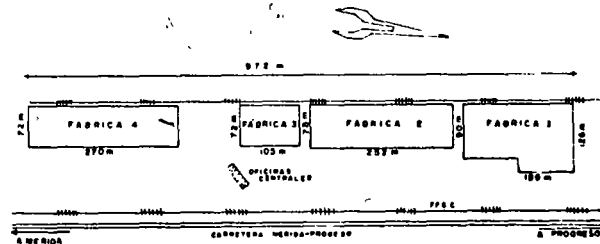


Fig. 17. Planta del conjunto.

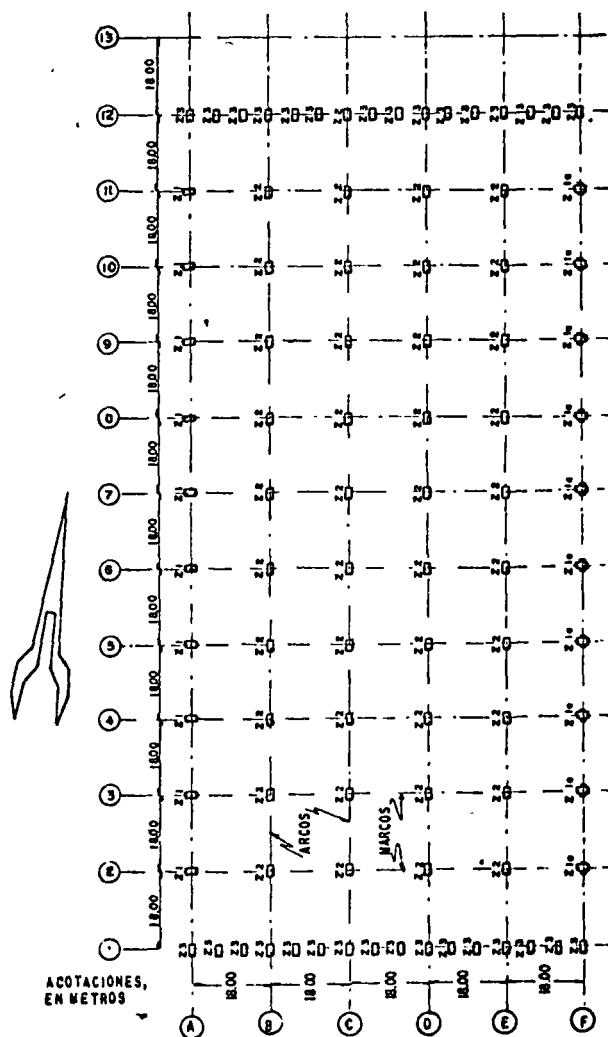


Fig. 18. Planta de la Fábrica 1.

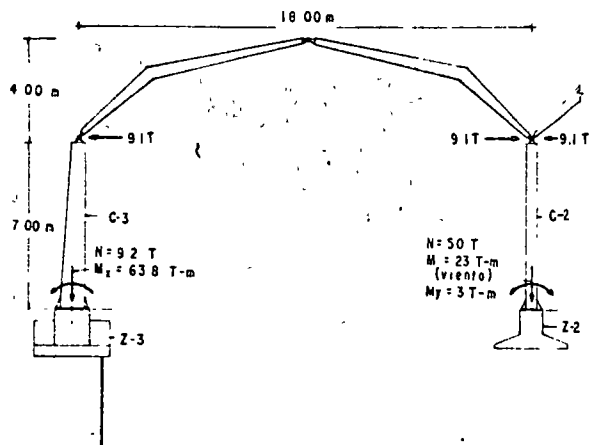


Fig. 19. Dimensiones de los arcos y descargas al subsuelo.

En un principio la cimentación se diseñó sin el apoyo de un estudio del subsuelo, eligiendo zapatas aisladas. Las zapatas de la periferia (Z3) resultaron de grandes dimensiones (2 m de anchura por 5 m de longitud), desplantadas a 4 m de profundidad, debido a que el momento de volteo se equilibró con el peso del cimiento de concreto y del relleno gravitando sobre él.

Al realizar las primeras excavaciones se observaron discontinuidades en la masa rocosa, tales como cavidades, sedimentos blandos producto de la erosión vertical y materiales de baja resistencia. La Fig. 20 es un ejemplo del perfil de una de las excavaciones, formado por una bóveda de caliza dura, una cavidad y sedimentos en el fondo.



Fig. 20. Cavidad parcialmente rellena de suelos blandos, encontrada en una de las primeras excavaciones.

A raíz de estas primeras observaciones se decidió explorar el subsuelo y revisar el diseño de las zapatas para reducir sus dimensiones, ya que por una parte la profundidad de excavación de 4 m implicaba retirar prácticamente la totalidad de la capa de caliza resistente superficial, acercándose a la zona más irregular del subsuelo, compuesta por calizas y materiales suaves con evidencia de alta carisidad; si bien dicha capa también presentaba características semejantes pero en menor grado. Por otra parte, los grandes volúmenes de excavación resultaban costosos por ser necesario el empleo de explosivos. Para reducir el riesgo citado en primer término y el costo de las cimentaciones, se analizó la posibilidad de utilizar anclas capaces de soportar las fuerzas de tensión en aquellas zapatas sujetas a momentos de volteo importantes.

Conforme a lo anterior, se llevó a cabo un programa de estudio que consistió en:

- sondeos con obtención de núcleos en varios puntos de las fábricas,
- pruebas de extracción de anclas en los mismos sitios,
- perforaciones o barrenos sin muestreo en las zapatas para determinar las irregularidades del subsuelo.

A continuación se presentan los resultados que se obtuvieron en cada caso.

### 3.3.2 Propiedades de la roca

En las Figs. 21 y 22 se presentan los perfiles estratigráficos típicos de dos sondeos con muestreo, SC1 y SC2, localizados en el área en estudio, así como los valores de propiedades índice y mecánicas determinadas en laboratorio, a saber: peso específico relativo ( $S_s$ ), porosidad ( $n$ ), absorción ( $A$ ) después de 21 h de saturación, peso volumétrico seco ( $\gamma_d$ ) y resistencia a la compresión no confinada ( $q_u$ ). En la Fig. 23 se presentan las muestras ensayadas, pertenecientes al sondeo SC1; en ellos se aprecia la estructura primaria de la roca a diferentes profundidades.

Conforme a estudios petrográficos de tres muestras del sondeo SC1, éstas se clasificaron según la Tabla 2.

TABLA 2

Clasificación petrográfica de muestras del sondeo SC1

Mta.	Profundidad (m)	Clasificación
1	1.50	microcoquina, anaranjada muy pálida, maciza (biomicrita)
2	8.80	microcoquina, blanca, porosa (biomicrita)
3	29.70	coquina, blanca, muy porosa (biomicrita)

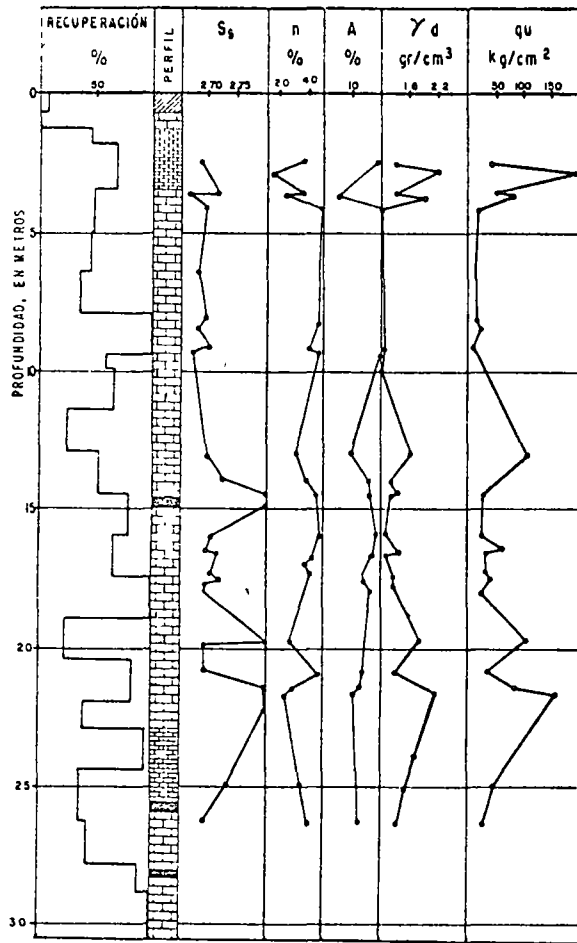


Fig. 21. Perfil estratigráfico y propiedades de la roca, sondeo SC1.

En las tres muestras los fragmentos de fósiles son de moluscos (pelecípodos y gasterópodos), foraminíferos (*Planulina* y *Quinqueloculina*) y espinas de equinodermos, con tamaño variable de 0.07 a 15.0 mm; el cementante es lodo calcáreo (micrita), el cual ha recristalizado parcialmente a cristales de calcita.

La edad de la roca de acuerdo con los fósiles presentes parece corresponder al Mioceno o más reciente, pero dado el estado físico de la roca, es probable que pertenezca al Plio-Pleistoceno. En la Carta Geológica de la República Mexicana de 1960 la localidad está como Plioceno, y en la de 1968 como Mioceno. Las muestras pertenecen a la Formación Carrillo Puerto. En cuanto a su origen la roca es sedimentaria marina, tal vez depositada detrás de los arrecifes coralíferos cerca de la costa, siendo, por tanto, formada en un ambiente epinerfítico, según se describió en el inciso 2.1.

De un total de 48 probetas preparadas de núcleos procedentes de los sondeos SC1 y SC2, se obtuvo que

el peso específico relativo osciló entre 2.63 y 2.87, siendo el promedio de 2.71. La porosidad varió entre 14.4 y 56.7%, lo cual se explica por la variable estructura de las probetas (Fig. 23). La absorción de probetas saturadas durante 21 horas tuvo valores comprendidos entre 2.0 y 28.6%. El peso volumétrico seco mostró un rango de variación amplio, con valores extremos de 1.17 y 2.33 ton/m<sup>3</sup>. La resistencia a la compresión no confinada fluctuó entre 9 y 330 kg/cm<sup>2</sup>, variando irregularmente con la profundidad. La deformación unitaria a la falla varió entre 0.09 y 9.8%. El diámetro medio de las probetas fue de 4.0 cm y la altura variable entre 7.5 y 12.2 cm.

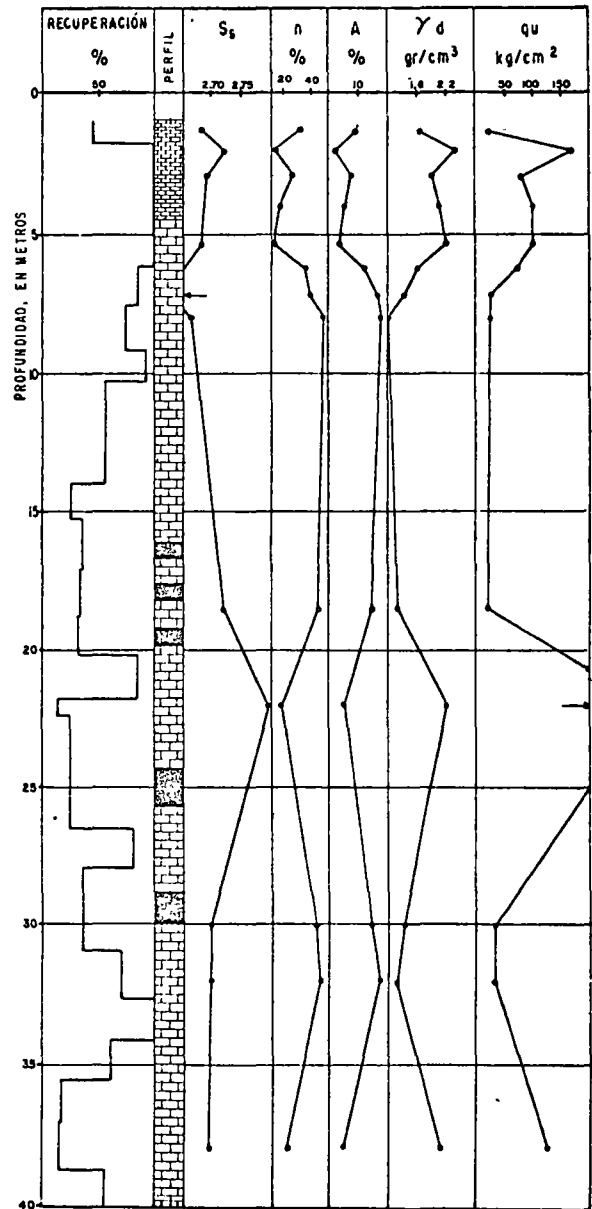


Fig. 22. Perfil estratigráfico y propiedades de la roca, sondeo SC2.

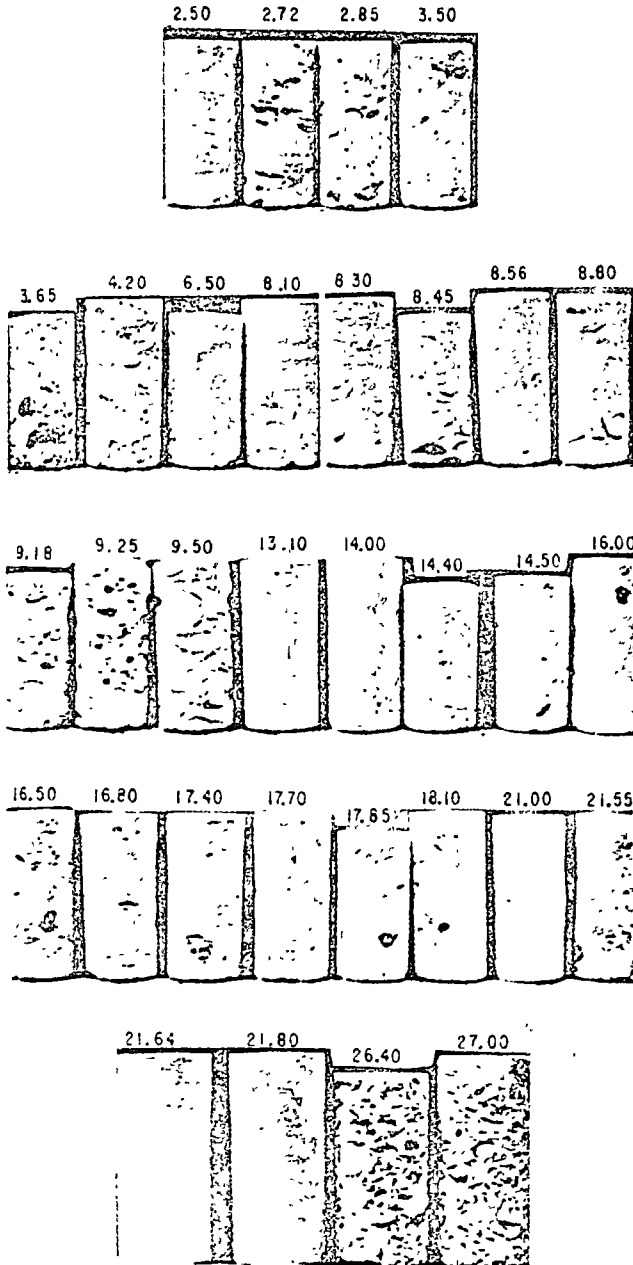


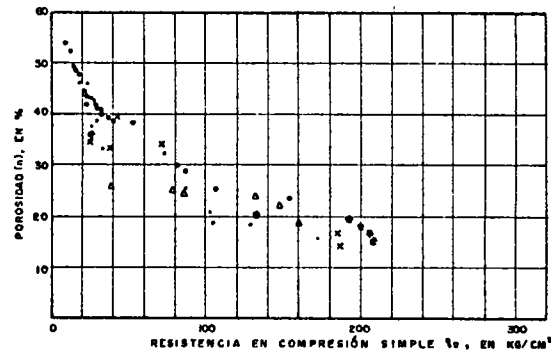
Fig. 23. Muestras de coquinas y microcoquinas del sondeo SC1.

De un estudio de correlación de la resistencia a la compresión no confinada con la porosidad, se determinó que existe una tendencia entre ambas a variar proporcionalmente: a menor porosidad mayor resistencia a la compresión. A las muestras ensayadas de este sitio se agregaron 22 procedentes de tres sondeos del caso presentado en el inciso 3.4. En la Fig. 24 se presentan las curvas a escala natural y semi-logarítmica, construidas con los puntos correspondientes a juegos de valores de porosidad y resistencia en compresión simple. En la segunda gráfica los puntos se alinearon presentando una tendencia rectilínea. La ecuación de la recta que mejor se aproxima

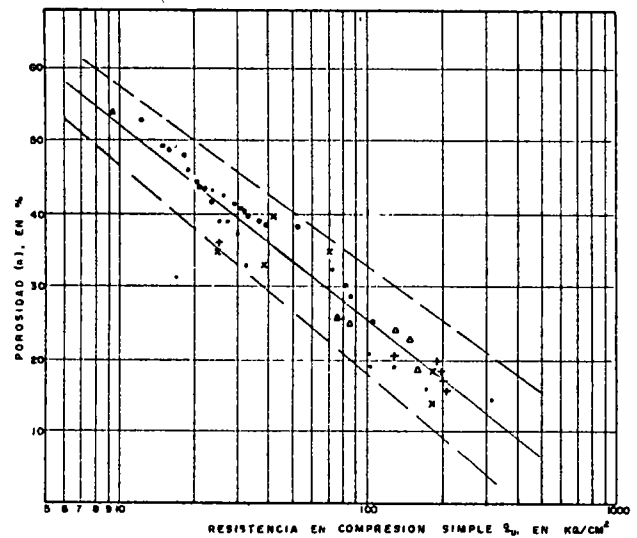
ma a los puntos observados para probetas saturadas durante 21 horas, deducida por el método de mínimos cuadrados, es la siguiente.

$$n = 26.97 \log q_u + 79.20$$

En la figura aparece limitado por dos líneas discontinuas el intervalo de confianza al 80%, de los parámetros pendiente y ordenada al origen, dentro del cual queda alojada casi la totalidad de los puntos representativos de las probetas ensayadas. La determinación del intervalo exigió la hipótesis de que la porosidad tiene una distribución normal. La desviación estándar de  $q_u$ , dada la porosidad  $n$ , tiene un valor de  $40.2 \text{ kg/cm}^2$ , supuesto constante.



(a), escala natural



(b) escala semi-logarítmica.

Fig. 24. Gráficas porosidad vs. resistencia en compresión simple.

Esta correlación sugiere la posible utilización de análisis estadísticos similares en el futuro, cuando se cuente con mayor información confiable.

### 3.3.3. Pruebas de anclas

Las causas de falla de anclas pueden ser: (a), por tensión del acero; (b), por adherencia entre acero y mortero; (c), por adherencia entre mortero y roca; (d), por resistencia al corte del terreno al tratar de desprenderse un cono invertido. La probabilidad de que ocurra esta última es nula por encontrarse el cimientado sobre la base del cono. Por tanto, las pruebas se diseñaron para estudiar las tres primeras causas.

Conforme a ciertos análisis preliminares se determinó una longitud de ancla de 4 m, consistente en un paquete de varillas de acero y sellado con mortero de cemento en la longitud total de la perforación. La colocación del ancla y el colado del mortero se hizo después de limpiar la perforación con aire a presión. Una vez transcurrido el tiempo suficiente para el fraguado y endurecimiento del mortero, se realizaron las pruebas de extracción utilizando un gato de 100 ton con perforación central que permitiera el paso de una barra de acero soldada en su extremo inferior al refuerzo del ancla. El dispositivo utilizado es el que se esquematiza en la Fig. 25. El número de pruebas realizadas en las cuatro fábricas, distribuidas aleatoriamente en el área, incluyendo roca sana, cavernosa y con materiales blandos, fue de 44; en todas ellas se conservó una longitud mínima en contacto con la roca de 4 m, aumentándola cuando se cruzaban depósitos de materiales blandos o cavidades. En el caso de estas últimas se colocó una funda de lámina en toda la altura de la cavidad para evitar la fuga del mortero. En todas las pruebas la falla ocurrió por tensión del acero, siendo el factor de seguridad mínimo el impuesto por la resistencia a la tensión del mismo acero. La Fig. 26 muestra gráficas típicas de carga aplicada vs. deformación.

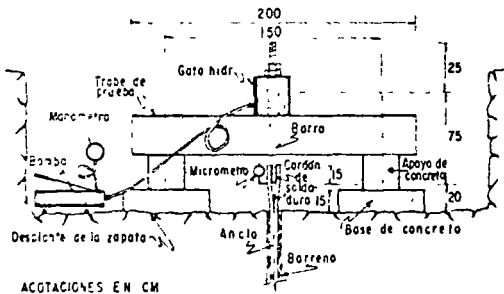


Fig. 25. Dispositivo para pruebas de extracción de anclas.

En los casos de duda de algunas anclas definitivas, en vista de las condiciones precarias del subsuelo, se realizaron pruebas aplicando cargas hasta vez y media la carga de trabajo.

Los resultados de las pruebas de anclas fueron satisfactorios y se decidió reducir las dimensiones originales de las zapatas, empleando un ancla en las

zapatas tipo Z3 y dos en las Z1, en el lado sujeto a tensión, como lo muestra el apoyo exterior de la Fig. 19.

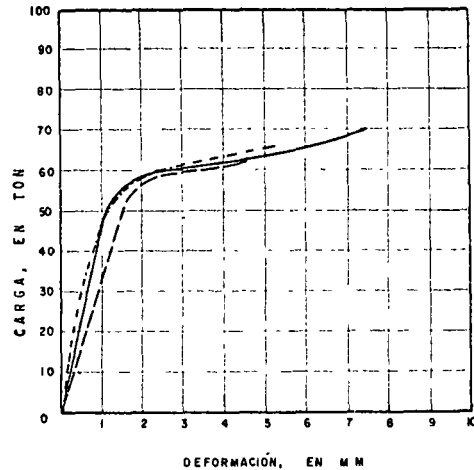


Fig. 26. Curvas carga vs. deformación obtenidas de pruebas de anclas.

Con esta solución, las dimensiones de la excavación se redujeron en las zapatas Z3 de 40 a 7 m<sup>3</sup>, y casi en la misma proporción los volúmenes de concreto y de rellenos, y por tanto, el costo de la cimentación. Por otra parte, el costo de la exploración también se redujo al utilizar en parte las perforaciones para las anclas como sondeos de exploración del subsuelo.

### 3.3.4. Exploración de cavidades

La longitud de los barrenos fue de dos a tres veces la anchura del cimientado, cuando no se encontraron cavidades; en el caso contrario se prolongó una longitud igual bajo el piso firme de la cavidad, con objeto de determinar la existencia o no de una segunda a mayor profundidad.

Las cavidades se detectaron empleando equipo de rotación, observando la dificultad presentada por la roca y suelos al avance de la broca, la pérdida del agua de perforación y otros factores importantes. Cuando se observaba alguna anomalía, se detenía el trabajo de perforación, procediendo a medir la profundidad y altura libre de la cavidad. En seguida se prolongaba el sondeo aplicando el mismo procedimiento. Obviamente que este método de exploración requiere de personal adiestrado y con experiencia.

Antes de elegir el procedimiento de exploración descrito, se estudió la posibilidad de utilizar métodos indirectos, sísmicos de refracción y eléctricos, y otros semidirectos, como la perforación con equipo de percusión neumático. Los primeros se desecharon debido a los problemas impuestos por las características de la formación rocosa y falta de seguridad para pronosticar la existencia o no de pequeñas cavidades capaces

de afectar el comportamiento de la cimentación, aún aplicando métodos detallados de microgeofísica. Por otra parte, en el caso de detectar anomalías se requiera efectuar perforaciones para determinar su naturaleza. Estos métodos tienen el riesgo de pasar inadvertidas ciertas cavidades, especialmente las de dimensiones pequeñas; pueden ser confiables para investigar grandes cavidades, si se aplican en forma apropiada, y de acuerdo con las condiciones del subsuelo.

Además de lo anterior, el hecho de requerirse perforaciones para colocar anclas, anuló su utilización.

La perforación con equipo neumático se probó utilizando un martillo de percusión de 3" de diámetro, pero no se consideró apropiada por la dificultad que presentaba en su manejo al perforar a través de suelos y materiales porosos, como coquinas de estructura muy abierta, especialmente bajo el nivel freático, y por la inseguridad para predecir con el avance de perforación y de fugas de aire, la presencia de cavidades.

Los resultados de las exploraciones confirmaron la heterogeneidad de la roca, manifestada en las primeras excavaciones, acusando cavidades y conductos de disolución de todas formas y dimensiones, dispuestas al azar en la masa rocosa, de características tales que resultaba difícil asegurar con un solo sondeo la ausencia de cavidades bajo el área cubierta por una zapata.

Un caso ilustrativo es la cavidad representada en la Fig. 27, de 15 m de altura libre máxima, 6 m de anchura, y con materiales muy sueltos en el fondo, constituidos por sedimentos transportados por corrientes subterráneas y por desprendimientos producto de erosión vertical, en la que convergen un conducto de disolución vertical y varios horizontales a diferentes niveles. En el sitio de esta zapata, inicialmente se hizo la perforación para el ancla sur (a5) de 6 m de longitud, determinando un material sano y continuo, sin pérdida del agua de perforación. Casualmente se tenía programado un sondeo con muestreo al centro de la excavación, y al perforar se localizó una cavidad de 1.2 m bajo el piso, al explorarla el varillaje se desprendió, clavándose en los sedimentos del fondo. Como consecuencia de esto se prolongó el sondeo (a5) y se hicieron varios barrenos para dimensionar la cavidad, junto con una exploración directa, de buceo, después de romper la bóveda.

En las zapatas sin anclas donde se hizo un solo barrenos al centro, cuando se detectaba una cavidad o irregularidad en él, se procedía a efectuar barrenos adicionales; primero dos en la dirección corta del cimiento, uno a cada lado del centro a distancias máximas de  $1/2 B$  y máximas de  $1/2 (B+E)$ , según se indica en la Fig. 28.

Si la dimensión horizontal de la cavidad resultaba igual o menor que el lado B del cimiento, el riesgo de falla se consideraba bajo o nulo, aceptando que la

distribución de presiones ocurre según una línea a  $45^\circ$  (véase Fig. 28).

Si la dimensión horizontal de la cavidad aumenta de la posición 1 a la 2, el riesgo de falla de la bóveda aumenta, llegando a ser crítico para la posición 2 y, obviamente, para dimensiones mayores. El riesgo será mayor a medida que el espesor de la bóveda sea menor, debido a los esfuerzos de tensión por flexión inducidos en la misma. El riesgo será aún mayor si la bóveda presenta, además de su estratificación natural, grietas y fisuras. La falla de la bóveda es independiente de la altura H. Esta última sólo es una medida del desplazamiento vertical que experimentarían el cimiento en caso de falla. Debido a los problemas que implica la determinación de la resistencia a la compresión, tensión y esfuerzo cortante de la roca que forma la bóveda, y a la gran variedad de formas y dimensiones de las cavidades, carece de sentido práctico el tratar de realizar un análisis de estabilidad para cada caso de cimentación, especialmente por la incertidumbre y costo de las mediciones que se requirieran y por la falta de métodos apropiados de análisis. Por estas razones la aplicación de las medidas convenientes cuando se localizan cavidades, se evalúan y deciden en general según el criterio del ingeniero, apoyado en la geometría y características estructurales de la roca, procediendo en casos de duda del lado conservador.

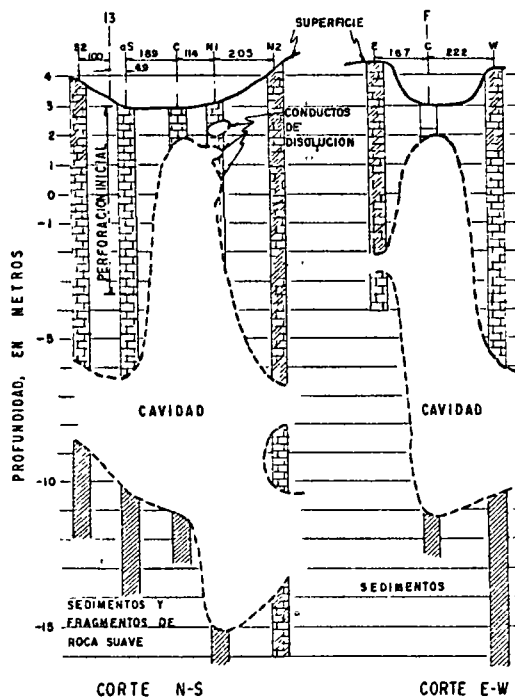


Fig. 27. Cavidad en la que convergen varios conductos de disolución.

Cuando en la dirección corta del cimiento se determinaba que la cavidad era igual o mayor que  $B+2E$ , se procedía a explorar con el mismo criterio

en la dirección longitudinal, decidiendo no modificar las condiciones de cimentación proyectadas para la zapata si la cavidad en esa dirección tenía una anchura igual o menor que la indicada con 1 en la Fig. 28. En el caso de ser mayor, las medidas adoptadas para la construcción de los cimientos consistieron en romper la bóveda y desplantar la zapata sobre el piso limpio de la cavidad, utilizando mampostería bien juntada y empacada en la excavación hasta el nivel de proyecto de la zapata, ensanchando la base de la mampostería hacia los lados de la cavidad para dar además apoyo a la bóveda.

En las cuatro fábricas, el número de zapatas y de barrenos de exploración, incluyendo las perforaciones de anclas, fue de 485 y 1 600, respectivamente.

Con los datos de 1 211 sondeos se hizo un análisis estadístico, construyendo el histograma correspondiente al espesor de la capa superficial de caliza resistente, mostrado en la Fig. 29, obteniendo que en el 92% de los sondeos el espesor varió entre 1.8 y 4.6 m, siendo el valor medio de 3.25 m. Ocasionalmente se encontraron espesores bajos hasta de 0.5 m y alturas hasta de 7.5 m para la población analizada.

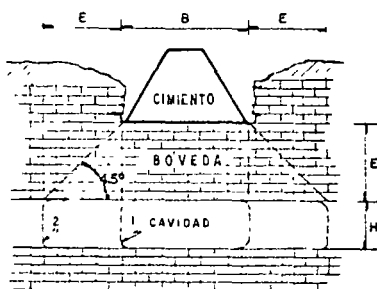


Fig. 28. Distribución aproximada de presiones bajo una zapata.

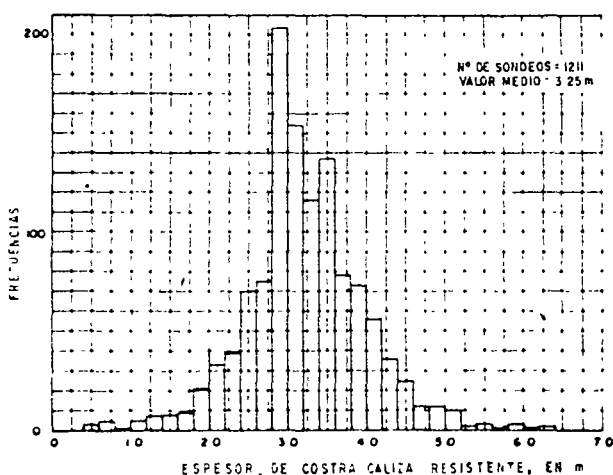


Fig. 29. Histograma del espesor de la capa superficial de caliza resistente (laja).

A partir de los resultados de 720 sondeos, de 5 m de longitud cada uno, se preparó el histograma de profundidad de cavidades (igual al espesor de la bóveda), presentado en la Fig. 30, del que se concluye que la profundidad es aleatoria y no hay profundidades preferentes, por tanto, la probabilidad de existir una cavidad bajo un cimiento superficial es prácticamente la misma entre 0 y 5 m de profundidad.

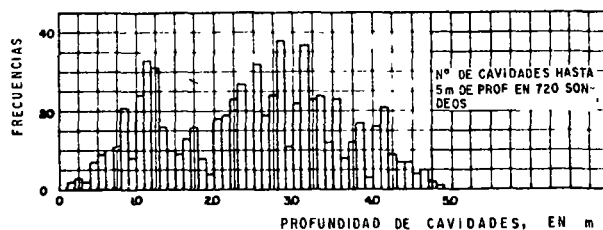


Fig. 30. Histograma de la profundidad de cavidades.

En la Fig. 31 se da el histograma de la altura libre de cavidades, la cual varió de unos cuantos centímetros a varios metros. De las 733 cavidades detectadas en los sondeos, el 82% tiene una altura igual o menor que 0.5 m, el 15% comprendida entre 0.5 y 1.5 m, y en el 3% restante son mayores de 1.5 m.

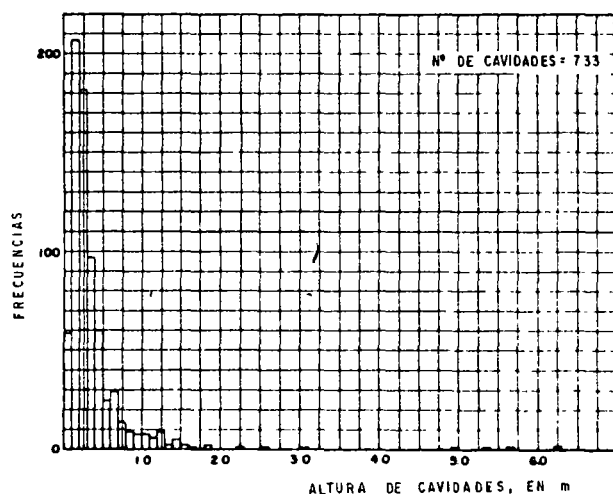


Fig. 31. Histograma de la altura libre de cavidades.

Finalmente, la probabilidad de que exista una cavidad en los primeros 5 m a partir de la superficie, es de 52% para la muestra analizada de 1 211 sondeos en los que se encontraron una o dos cavidades.

Un dato interesante que da idea cualitativa de la alta carsicidad y porosidad de la roca, es el hecho de que en 810 de los 1 211 sondeos analizados se presentó pérdida total del agua de perforación a profundidades comprendidas entre 0 y 6.25 m, sin embargo, es muy probable que en el resto de los sondeos esto hubiera ocurrido a mayor profundidad, como pudo constatarse a partir de las observaciones hechas en las 250 perforaciones para pozos de absorción de 20 y 25 cm de diámetro, localizados en el área, en los



que se alcanzaron profundidades de más de 20 m.

Debido a la influencia de cavidades, conductos de disolución y depósitos de suelos suaves, se tomaron medidas especiales de cimentación en aproximadamente un 30% del número total de las 485 zapatas principales de las fábricas.

En las Figs. 32 a 35 se presentan varios casos de cavidades que son ejemplo de los comúnmente encontrados. La primera representa el caso de una cavidad más bien profunda, de dimensión transversal en planta menor que el largo de la zapata; el desplante del cimiento se hizo a la profundidad de proyecto por no presentar riesgo de falla.

En la Fig. 33 se presenta una cavidad cuyas dimensiones y profundidad se determinaron a partir de cinco sondeos, verificadas con inspección directa al romper la bóveda. Dado el riesgo de falla, se recomendó desplantar la cimentación bajo su piso.

La Fig. 34 muestra una doble cavidad, abarcando parte del área de cimentación; la cavidad inferior está rellena de suelos blandos.

Por último la Fig. 35 corresponde a otro caso donde se detectó una cavidad, y por separado, una bolsa de caliza fosilífera con estructura muy abierta (coquina) rellena de arcilla blanda. La cavidad bajo el cimiento se rellenó con mampostería y las anclas se aumentaron de longitud en la zona arcillosa.

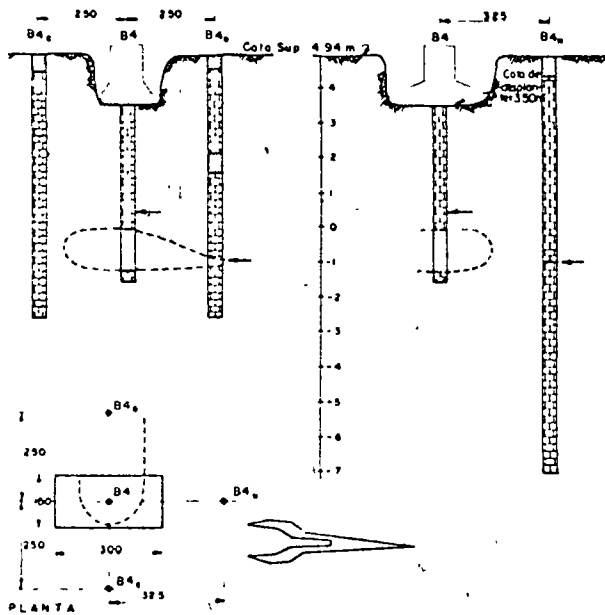


Fig. 32. Cavidad que no implica riesgo de falla.

En el sitio de la zapata F8 de la Fábrica 1 (Fig. 18), se detectó una cavidad con espesor mínimo de la bóveda bajo la base del cimiento de 1.10 m y altura libre máxima de 2.70 m. A los lados de la zapata, sobre los ejes principales, se hicieron otros barre-

nos, de lo que se dedujo que las dimensiones horizontales eran considerables, decidiendo explorarla directamente a través de un pozo a cielo abierto. En la Fig. 36 se muestra la profundidad y altura libre de terminadas a partir de los sondeos.

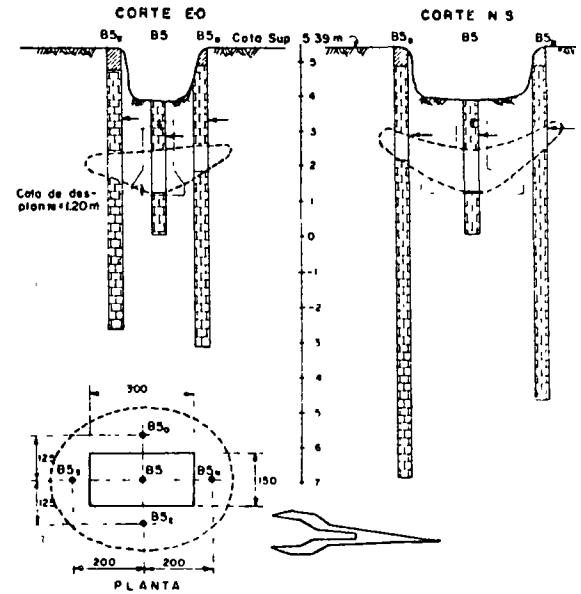
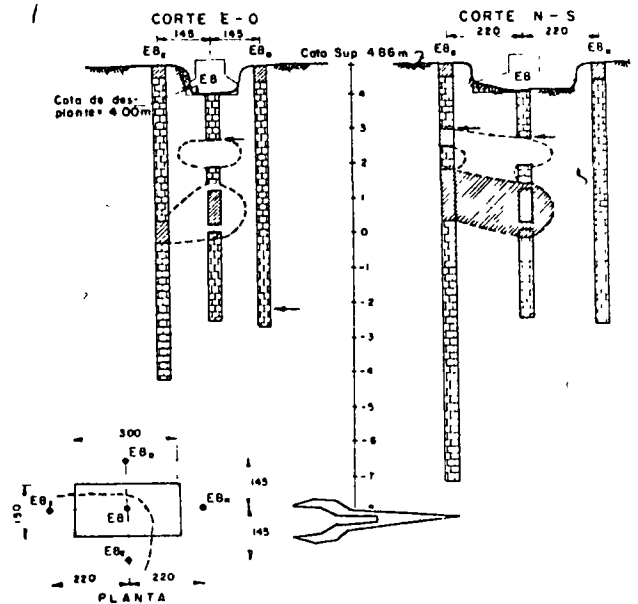


Fig. 33. Cavidad poco profunda que implica riesgo de falla.



**SÍMBOLOS**

- Suelos
- Roca sedimentaria caliza fosilifera
- Cavidad
- Forma aproximada de la cavidad
- Profundidad a partir de la cual hay pérdida total de agua
- Superficie excavada
- Acolaciones en cm

Fig. 34. Cavidades intercomunicadas; la inferior rellena de arcilla blanda.

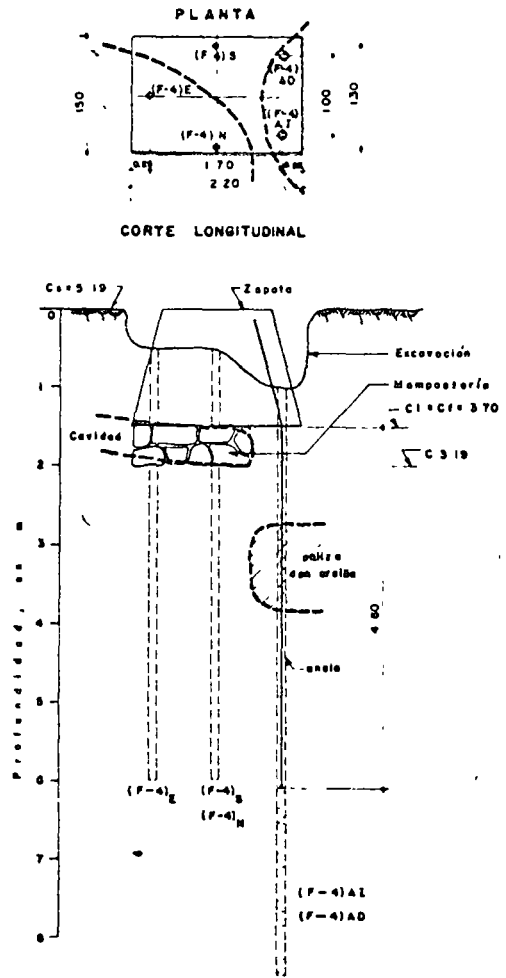


Fig. 35. Cavidad y bolsa de coquina con arcilla blanda.

La Fig. 37 muestra un corte esquemático de la cavidad, en dirección N-S, en el que se aprecian las dimensiones aproximadas y la profundidad del nivel freático. La bóveda está constituida por caliza fosilífera resistente, aparentemente sana, sin fisuras ni grietas. Las paredes bajo ésta se identifican como calizas fosilíferas (coquinas), suaves con gran número de conductos de disolución de todas dimensiones (Fig. 38).

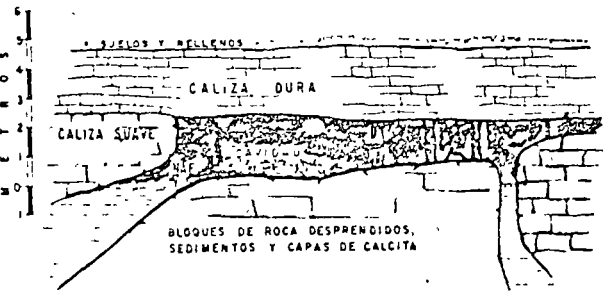


Fig. 37. Corte esquemático N-S de la cavidad F8 de la Fábrica 1.

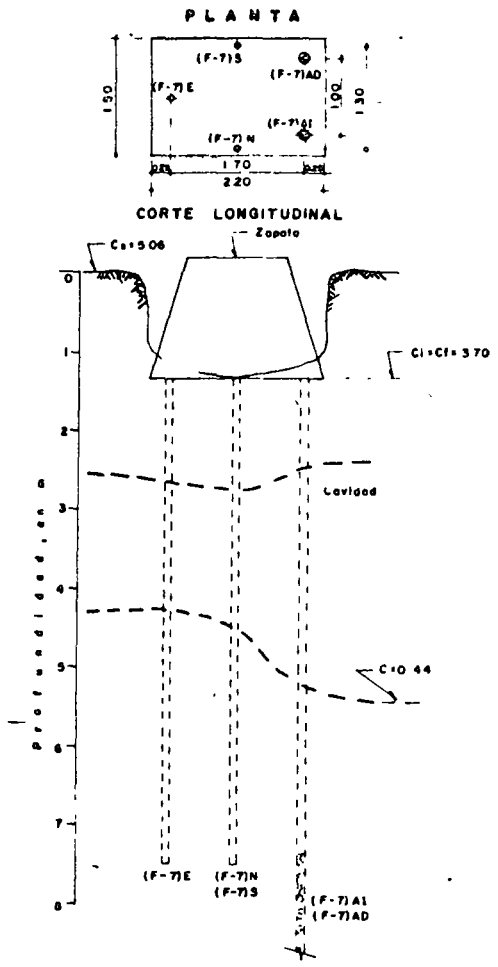


Fig. 36. Cavidad de grandes dimensiones bajo la zapata F8 de la Fábrica 1.

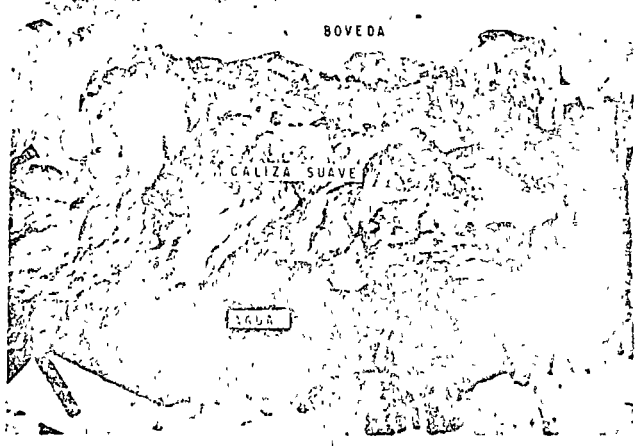


Fig. 38. Interior de la cavidad. En la parte superior se observa la bóveda de laja y en las paredes, caliza suave y gran número de conductos de disolución.

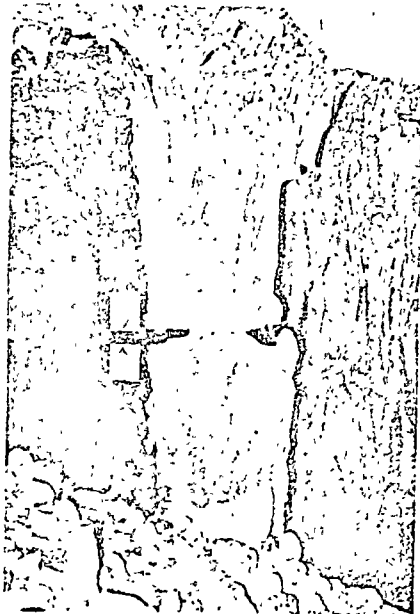
La Fig. 39 es otra vista de una de las paredes de la cavidad, en la que se aprecia la estructura de la

roca y depósitos de calcita y aragonita que la cubren formando figuras caprichosas.



Fig. 39. Pared de la cavidad parcialmente cubierta con capas de calcita y aragonita.

El piso de la cavidad está constituido por sedimentos, bloques de roca desprendidos de la bóveda y por capas de calcita. Existe un gran número de estalactitas y estalagmitas; algunas de ellas han llega



do a soldarse, formando columnas de techo a piso. En alguna época geológica, debido a un asentamiento brusco del piso, las columnas se fracturaron según planos a  $90^\circ$  con respecto al eje de las mismas (Fig. 40). Este asentamiento se explica por la posible existencia de una cavidad debajo del piso, sobre la cual se desprendió uno o varios bloques grandes que sufrieron un reajuste debido al peso de depósitos subsecuentes. El desplazamiento observado es de 4 a 5 cm, y puede notarse con toda claridad en la Fig. 40; se considera que esto es relativamente reciente, ya que las superficies de falla aparecen libres de nuevos depósitos de calcita. Este desplazamiento también ocasionó agrietamientos en el piso, como se muestra en la Fig. 41.

Hacia los lados, la cavidad se extiende a lo largo de varios metros, bajo los bloques de caliza suave que también presentan desplazamientos verticales, según indicios observados en pequeños elementos fracturados de calcita, localizados en un plano bien definido que separa la caliza dura de la suave. Estos desplazamientos son del orden de 3 a 5 mm, y se atribuyen a la deformación sufrida por los macizos laterales trabajando en "cantilever". Esta es la única cavidad que presenta las características especiales descritas, que se tiene noticia en la Península de Yucatán, sin embargo, es lógico suponer que existen muchas otras semejantes.

En el área de las fábricas se localizó un sinnúmero más de cavidades, y a manera de ilustración de sus formas y dimensiones, se presentan algunas de ellas en las Figs. 42 a 48. La última se refiere a una pequeña cavidad, de unos 20 cm de altura, detec



Fig. 40. Columnas de calcita o aragonita, falladas a tensión por asentamientos del piso.

tada en la caliza superficial resistente, localizada al frente de una de las columnas; ilustra físicamente el riesgo de falla si la zapata se hubiera construido sobre ella.

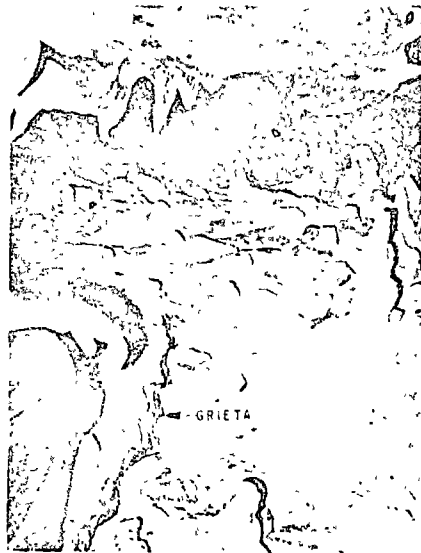


Fig. 41. Grieta en el piso de la cavidad F8



Fig. 42. Cavidad de poca altura, pero de gran extensión horizontal.



Fig. 43. Cavidad con bóveda de 2.5 m de espesor y altura máxima de 1.8 m, con depósitos de calcita y aragonita.



Fig. 44. Cavidad comunicada con otras, a través de conductos de disolución.



Fig. 45. Cavidad pequeña que abarca la mitad de una zapata.

La Fig. 49 muestra la pared de una excavación donde se observan dos cavidades separadas por una capa de caliza suave, detectadas previamente en un sondeo de exploración, cuyo corte también aparece en la pared. Este caso ilustra la probabilidad, aunque baja, de la existencia de una segunda cavidad bajo el piso de la primera; motivo por lo que es conveniente explorar a mayor profundidad cuando se detecta una cavidad.

Con base en los resultados de las exploraciones y observaciones realizadas en los ejes F y 13 de la Fábrica 1, se construyó el bloque de la Fig. 50, cuyas caras muestran con claridad la capa de laja y las cavidades y conductos de disolución encontrados en los puntos F13 y F8, reportados en párrafos anteriores y

en las Figs. 27 y 37.

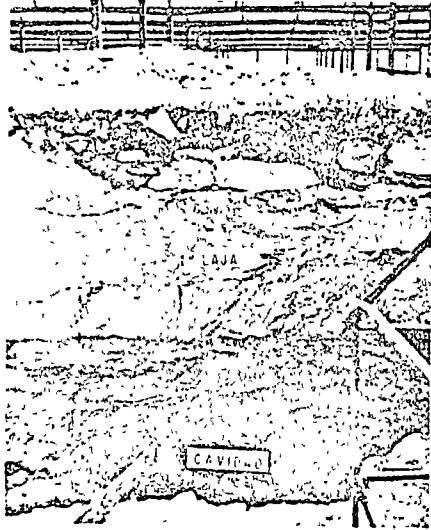


Fig. 46. Cavity bajo la caliza resistente.

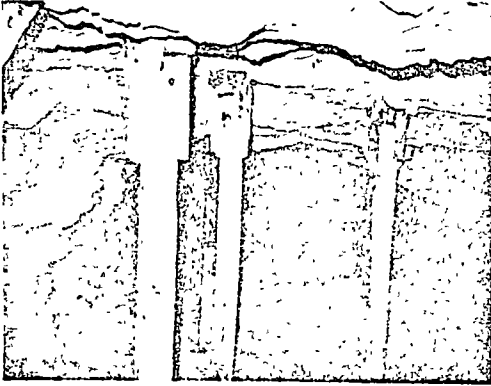


Fig. 47. Cavity que estuvo rellena de material suave.

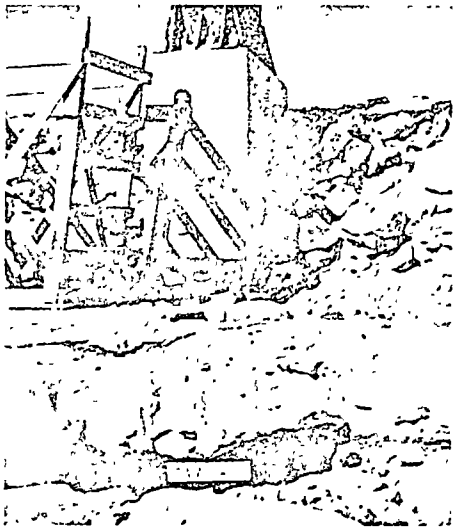


Fig. 48. Cavity en la laja, de 20 cm de altura.

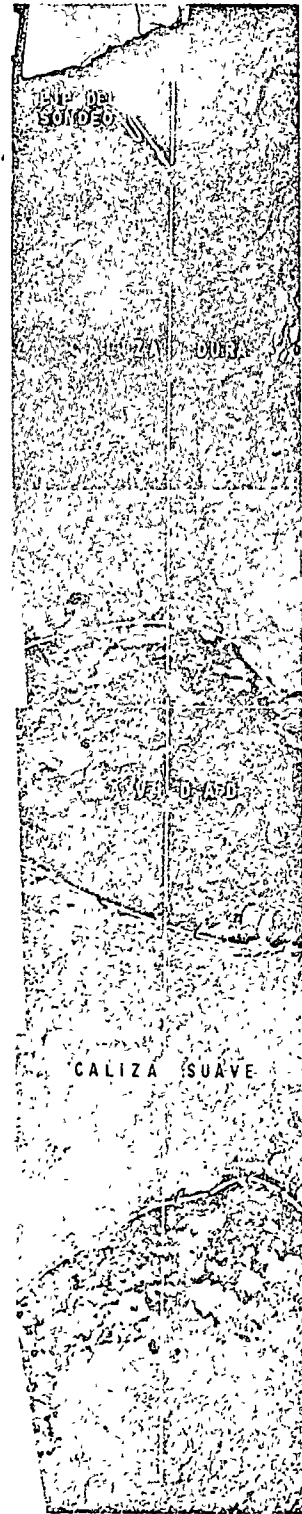


Fig. 49. Dos cavidades detectadas en un solo barreno, observadas en la pared de una excavación.

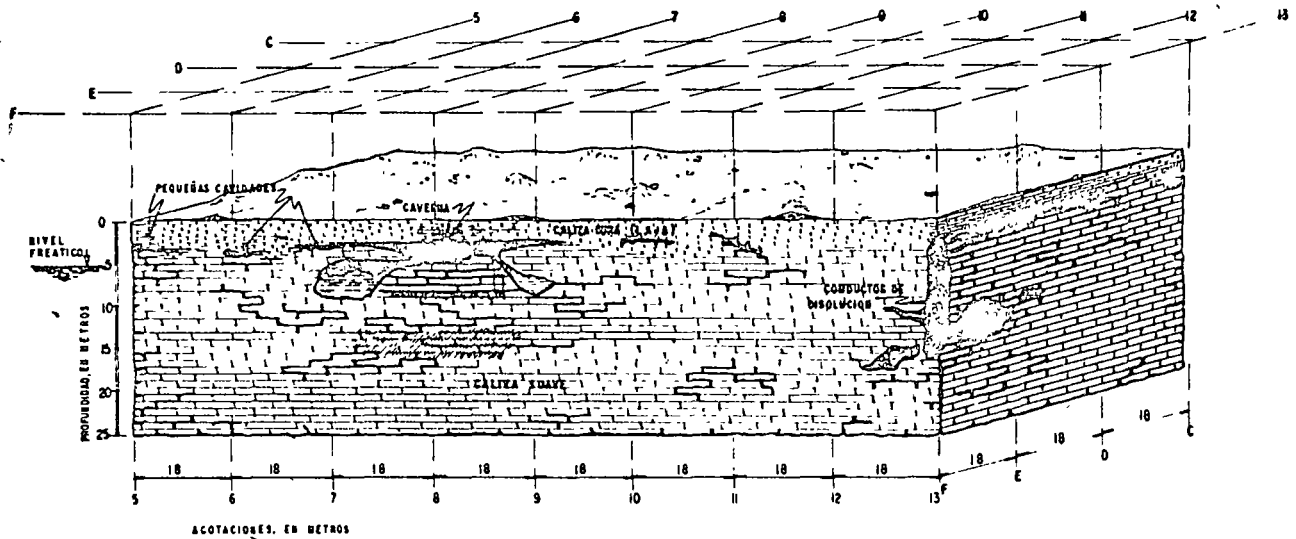


Fig. 50. Diagrama del subsuelo en cortes según los ejes F y 13 de la Fábrica 1.

### 3.4. Planta en la Ciudad Industrial

#### 3.4.1. Descripción

En la Ciudad Industrial de Mérida, ubicada fuera del perímetro actual de ésta y sobre la carretera a Campeche, se construye en el sitio 2 representado en la Fig. 16, una planta formada por una nave industrial y oficinas.

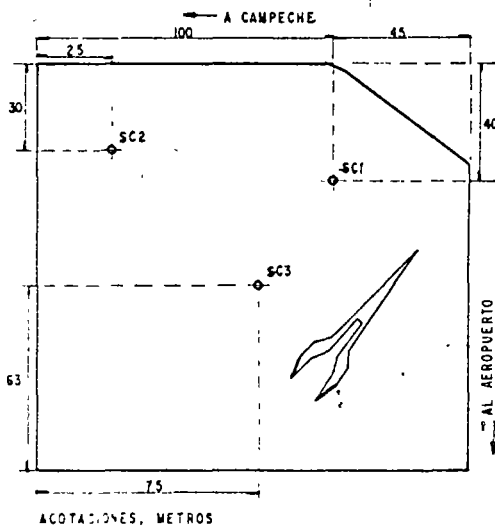


Fig. 51. Localización de sondeos.

La estructura de la nave está constituida por marcos metálicos de 55 m de claro, apoyados en los ejes B y C (Fig. 52), con intervalos entre sí de 10 m en dirección longitudinal. Soportarán una cubierta ligera y transmitirán a la cimentación fuerzas verticales máximas de 53.5 ton y horizontales del orden de 22 ton. El eje de columnas A, soportará una cubierta en voladizo, con descargas máximas de 70 ton en

las columnas.

El estudio de la cimentación se hizo en dos etapas. Durante la primera se exploró el subsuelo para determinar sus características generales y se efectuaron pruebas de laboratorio; los sondeos fueron tres, de rotación con obtención de núcleos y localizados según la Fig. 51. En una segunda etapa se efectuaron barrenos sin recuperación de núcleos para investigar las condiciones de la roca por debajo de cada apoyo.

#### 3.4.2. Estudio inicial

En las Figs. 53 a 55 están dibujados los perfiles estratigráficos y recuperación de núcleos, indicando en los primeros las irregularidades detectadas, como cavidades y materiales blandos interestratificados con la roca. En los tres sondeos ocurrió pérdida total del agua de perforación. El porcentaje de recuperación fue mayor en los primeros metros, coincidiendo con la capa de caliza superficial resistente. El nivel freático se encontró a 9.2 m de profundidad.

A un grupo de núcleos se les hicieron determinaciones del peso específico relativo, porosidad, peso volumétrico y resistencia a la compresión no confinada. Los valores correspondientes se presentan en las Figs. 53 a 55. Algunas de las probetas superficiales ensayadas aparecen en la Fig. 56; su apariencia es similar a las de la Fig. 23 del caso presentado en el inciso 3.3.

La capacidad de carga admisible para cimientos superficiales, se estimó en 100 ton/m<sup>2</sup>, a partir del valor más bajo de la resistencia a la compresión no confinada, suponiendo homogénea la roca y aceptando que en los casos en los que se localizaran cavidades o materiales blandos se aplicarían las medidas apropiadas para evitar fallas o disminución de la capacidad de carga.

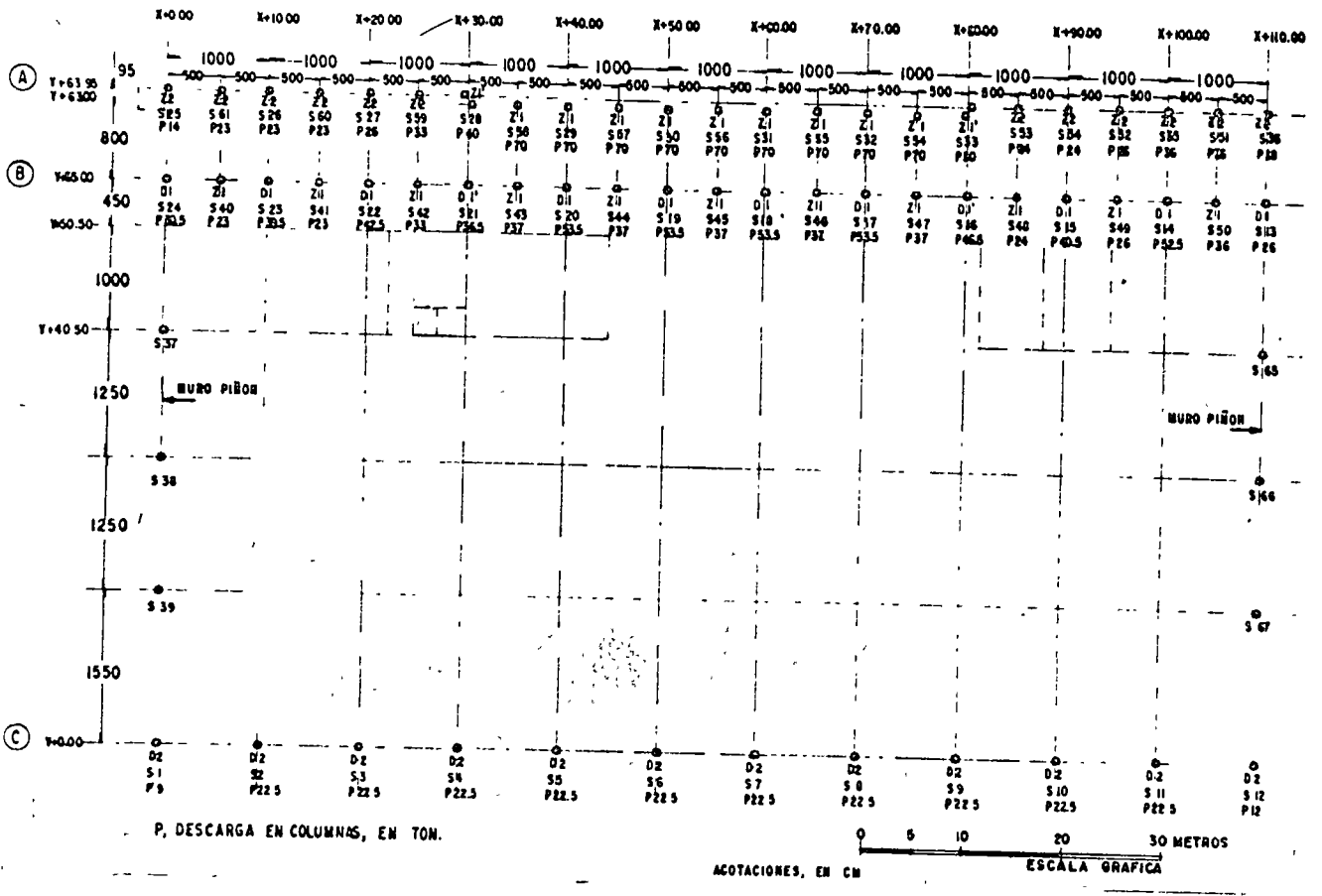


Fig. 52. Descargas en columnas y posición de los barrenos.

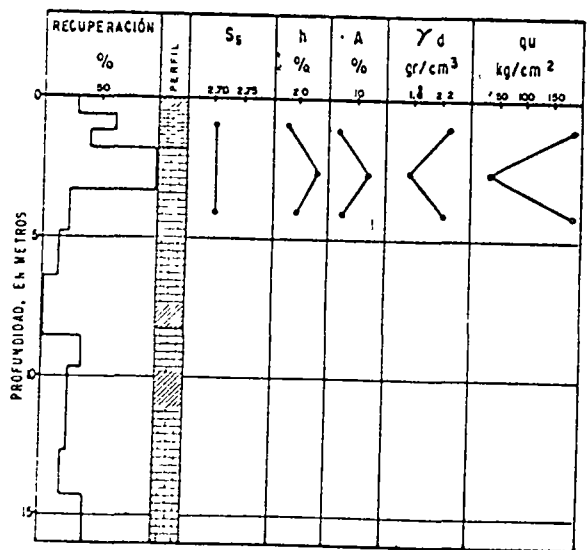


Fig. 53. Perfil y propiedades del subsuelo en el sondeo SC1.

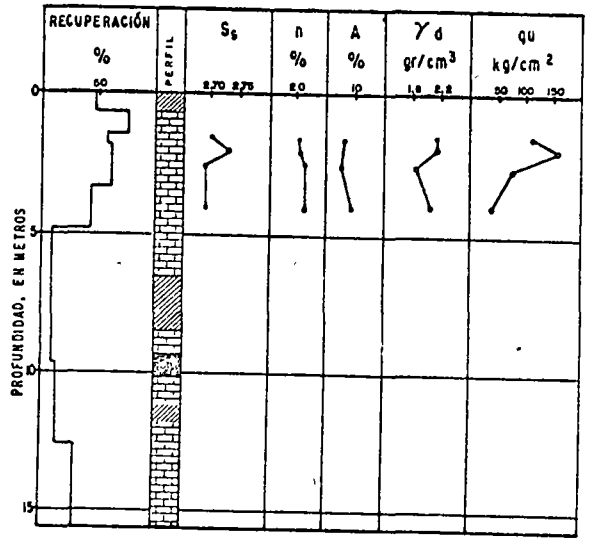


Fig. 54. Perfil y propiedades del subsuelo en el sondeo SC2.

Las fuerzas horizontales que actuarán en los cimientos de los ejes B y C, serán soportadas por la roca trabajando a empuje pasivo. En esta solución se requiere un control cuidadoso del uso de explosi-

vos en la excavación para evitar el fisuramiento de la roca, ya que en caso contrario, podrían inducirse superficies potenciales de falla.

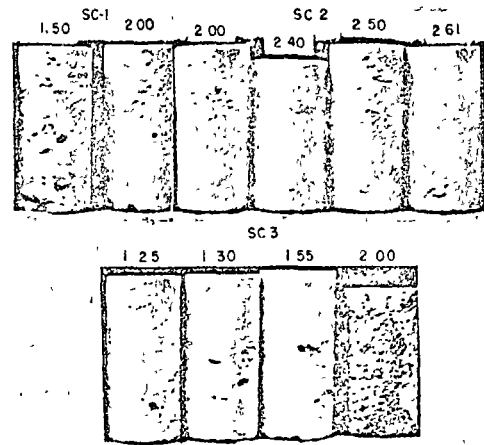
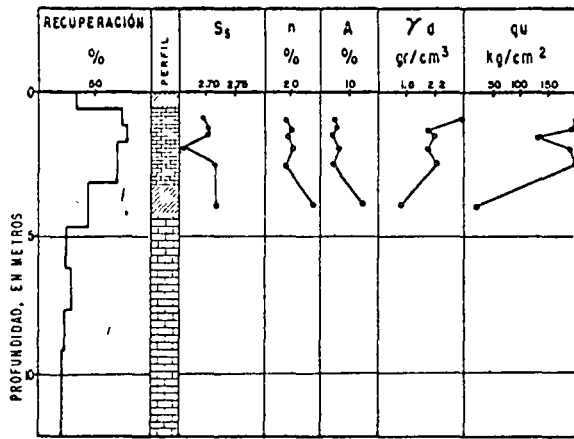


Fig. 55. Perfil y propiedades del subsuelo en el sondeo SC3.

Fig. 56. Probetas de los sondeos SC1 a SC3.

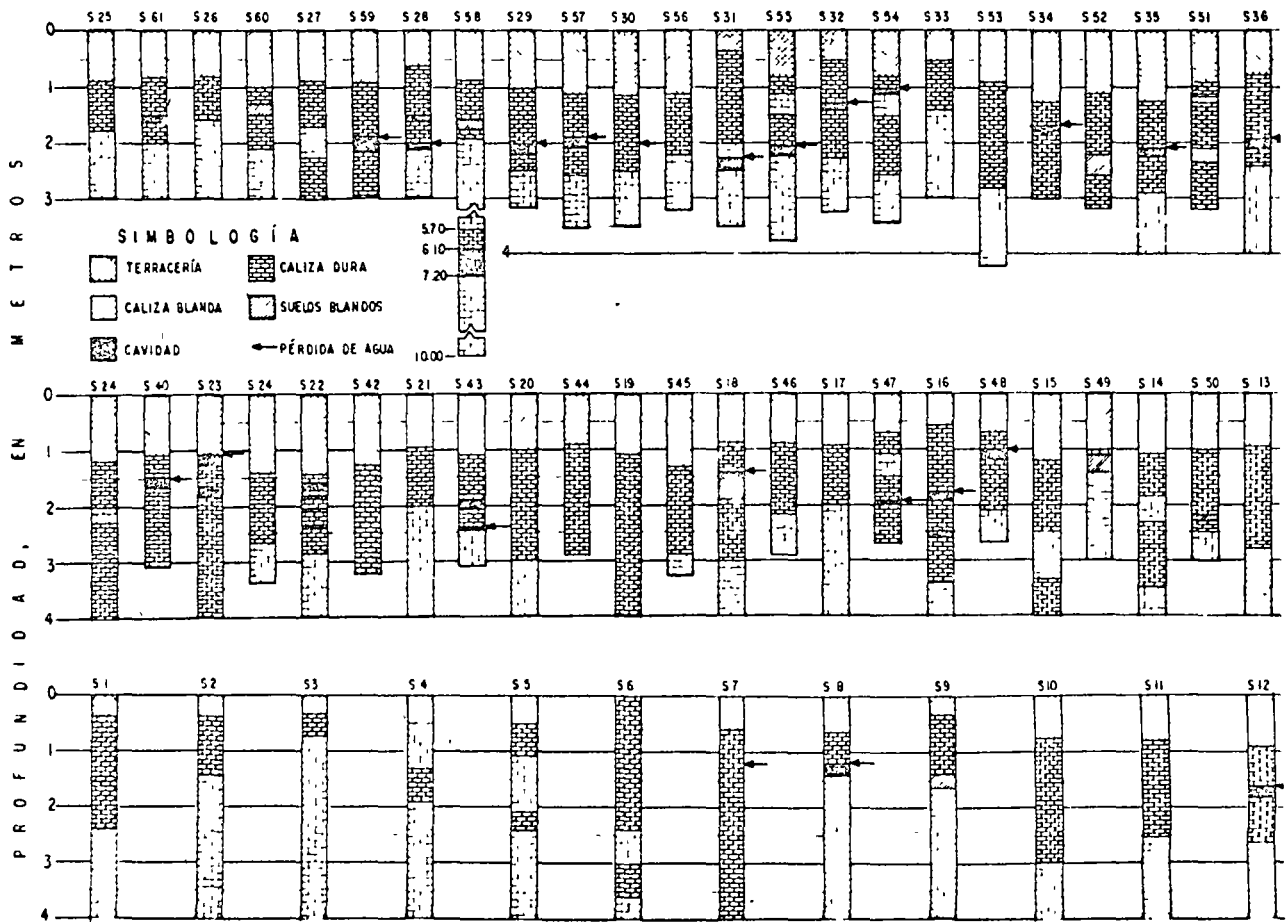


Fig. 57. Perfiles del subsuelo bajo cada cimiento.



### 3.4.3. Estudio final

En la segunda etapa de exploración se hicieron barrenos para explorar el subsuelo, uno al centro de cada zapata, de profundidad variable entre 2 y 4 m bajo el nivel de desplante, observando una relación de dos entre la longitud del barreno y el lado del cimiento.

La Fig. 57 muestra los perfiles deducidos en cada perforación. En 17 de ellos se detectaron cavidades a profundidades variables entre 0.6 y 4.3 m de profundidad, respecto a la superficie de la terracería, siendo la bóveda de reducido espesor en buen número de ellas. En estos casos se recomendó desplantar los cimientos bajo el piso de las cavidades, después de retirada la bóveda de roca y de limpiar el piso de la cavidad; se utilizó mampostería bien junteada y empacada en las paredes de la excavación hasta alcanzar la elevación de desplante de proyecto.

La Fig. 58 muestra los dos tipos de cimientos recomendados. El primero tiene forma de pirámide truncada con el fin de que la carga se transmita a la roca rígida en el área completa de la base. El segundo queda empotrado en la roca.

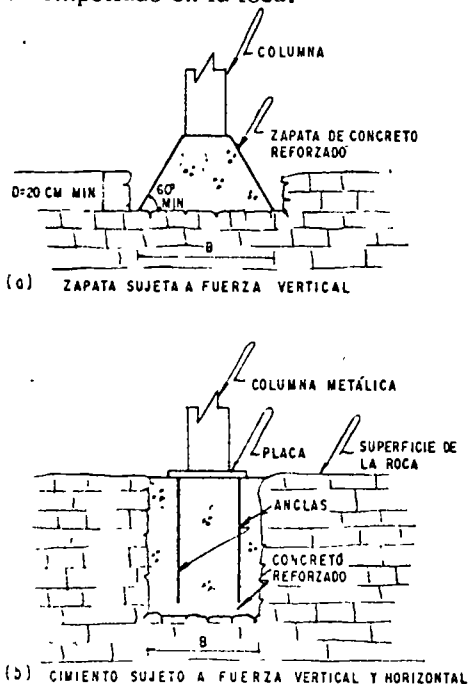


Fig. 58. Tipos de cimientos recomendados.

Las Figs. 59 a 61 ilustran diversas condiciones de la roca: en la Fig. 59 se observa la capa superficial de caliza resistente y sana; la Fig. 60 muestra una cavidad de disolución superficial, rellena de suelos arcillosos depositados por efecto de la erosión vertical; la Fig. 61 presenta una pequeña cavidad en la pared de una de las excavaciones que no fue detectada en el sondeo de exploración localizado en el centro de la zapata por no extenderse hasta él.



Fig. 59. Roca caliza sana.



Fig. 60. Cavidad de disolución rellena de suelos.



Fig. 61. Pequeña cavidad en la pared de una de las excavaciones.

### 3.5. Planta termoeléctrica (estudio geofísico)

Se presentan ahora los resultados del estudio realizado para la cimentación de la ampliación de una planta termoeléctrica, ubicada en el sitio 3 (Fig. 16). Los trabajos exploratorios consistieron en utilizar métodos indirectos de refracción sísmica y métodos semidirectos a base de sondeos con equipo de rotación. Esta exploración tuvo por objeto conocer las características del subsuelo y determinar el módulo elástico de la roca in situ. El estudio geofísico fue realizado en 1964, con anterioridad a los sondeos.

La Fig. 62 representa el área de ampliación de la planta y la posición de las líneas de exploración geofísica. Los intervalos entre geófonos en líneas de 60 m de longitud fue de 5 m. Las cargas detonantes se colocaron a 0.70 m de profundidad.

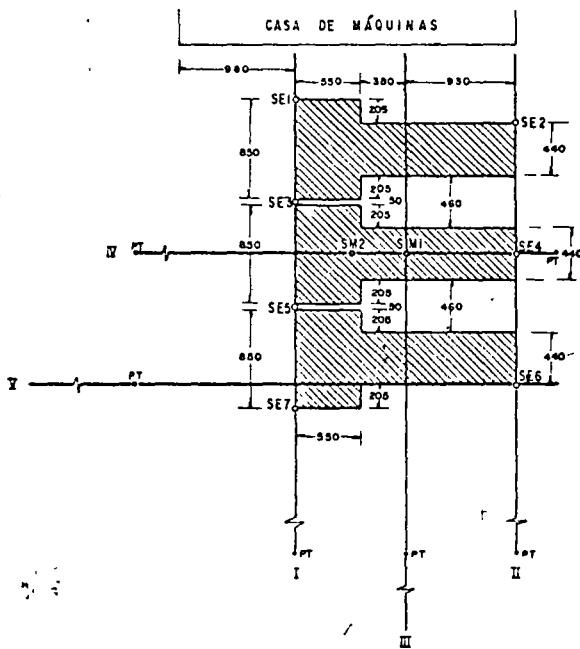


Fig. 62. Posición de las líneas de exploración geofísica.

La Fig. 63 muestra las gráficas distancia vs tiempo correspondientes a las líneas III y IV, a partir de las cuales se calcularon las velocidades de propagación de las ondas sísmicas ( $V_{op}$  y  $V_{lp}$ ) en dos zonas, estimando la profundidad de la frontera entre ambas mediante la ley de Snell, siendo 4.32 y 3.51 m, respectivamente (Fig. 63). En la zona superior, la velocidad de propagación promedio se estimó en 1000 m/seg y en la inferior en 1950 m/seg. Estas velocidades corresponden a calizas poco fracturadas según correlaciones (Tablas de Arabilidad de Caterpillar Tractor, Co.).

El módulo dinámico  $E_d$  se calculó a partir de la velocidad longitudinal  $V_L$  de las ondas sísmicas y de la densidad aparente del material, aplicando la expresión:

sión:

$$E_d = \frac{V_L^2 \rho}{\frac{1+2\mu}{1-\mu} - 2\mu^2}$$

donde:

$\rho$ , densidad aparente del material  
 $\mu$ , módulo de Poisson

El valor de  $\frac{1-2\mu^2}{1-\mu-2\mu^2}$  se consideró muy pequeño de manera que puede suprimirse de la expresión anterior quedando únicamente

$$E_d = V_L^2 \rho$$

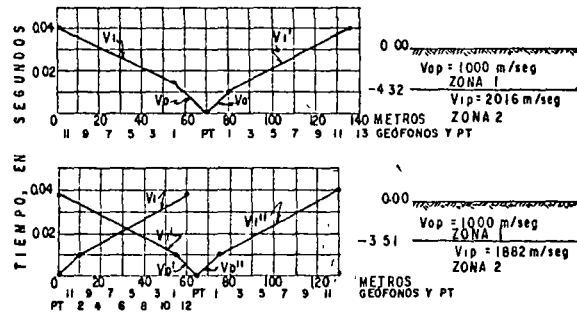


Fig. 63. Velocidades de propagación en las líneas geofísicas III y IV.

El módulo estático se estimó a partir del dinámico, aplicando la correlación de Judd (Ref. 9). Los valores de ambos módulos fueron los siguientes:

Zona	Profundidad m	$E_d \times 10^4$ kg/cm <sup>2</sup>	$E_e \times 10^4$ kg/cm <sup>2</sup>
1	0 a 4	4.2	2.4
2	4 a 30	10.4	9.2

El valor de  $\rho$  se determinó a partir del peso volumétrico de tres muestras de roca superficial. El valor medio de este último fue de 2380 kg/m<sup>3</sup>.

La Fig. 64 corresponde a los perfiles estratigráficos y la recuperación de núcleos de roca caliza de tres sondeos efectuados en 1969. Puede notarse que la roca superficial, a juzgar por la recuperación de núcleos, es más densa que la profunda, no obstante que varía irregularmente. Es muy probable que los trozos identificados como caliza fracturada, correspondan más bien a roca con otras irregularidades, como las propias del subsuelo de Mérida que ya se han comentado con anterioridad. La baja recuperación de núcleos puede deberse a la existencia de materiales suaves o cavidades y no necesariamente al fracturamiento de la roca.

Con base en los resultados de los estudios se eligieron cimientos para la casa de máquinas del tipo superficial y se diseñaron con una presión de contacto

de 30 ton/m<sup>2</sup>, desplantados a 1 m, en roca firme. Bajo la acción combinada de cargas estáticas y dinámicas la capacidad de carga se incrementó a 40 ton/m<sup>2</sup>.

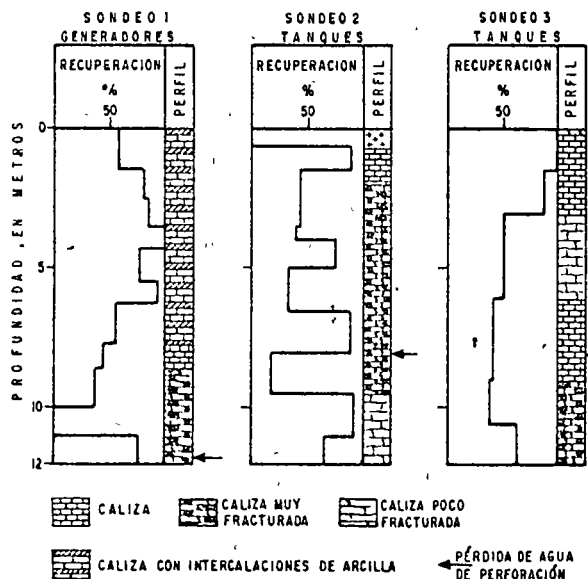


Fig. 64. Perfil del subsuelo y recuperación de núcleos en los sondeos 1 a 3.

Es oportuno mencionar que la aplicación de los métodos sísmicos de refracción son apropiados cuando la densidad de las diferentes capas del subsuelo aumenta con la profundidad. En la Ciudad de Mérida y otras localidades de la Península, ocurre lo contrario, ya que en general existe una capa superficial de roca más dura y densa que la subyacente.

En estos casos es conveniente emplear métodos en los que se mida directamente la velocidad de propagación de las ondas entre excitadores y geófonos colocados a igual profundidad en una misma capa.

Debe agregarse que en la actualidad la determinación de  $E_d$  y  $\mu$  se lleva a cabo a partir de la medición de las velocidades de propagación de las ondas longitudinales y transversales en las formaciones rocosas.

### 3.6 Clínica-hospital (estudio geoelectrico)

Se trata en este inciso sobre los estudios del subsuelo realizados para la ampliación de un hospital (sitio 4, Fig. 16), la cual consiste en los cuerpos de uno y dos pisos marcados con línea discontinua en la Fig. 65. Los edificios existentes están cimentados con zapatas apoyadas en la roca y transmiten presiones de 20 ton/m<sup>2</sup>; el comportamiento mostrado después de varios años ha sido satisfactorio.

Inicialmente se inspeccionó el sitio y se hicieron cuatro pozos a cielo abierto, encontrando el horizon-

te superior de roca caliza a profundidad variable entre 0.4 y 1.6 m, e irregularidades como cavidades naturales y sahcaberas, algunas de ellas utilizadas para el drenaje de aguas pluviales y negras del hospital.

Con base en los resultados de la inspección, se recomendó un estudio geofísico de resistividad eléctrica que se llevó a cabo utilizando un aparato con electrodos de cobre y efectuando lecturas con separaciones de 5 y 10 m, siendo la profundidad explorada del mismo orden. En la Fig. 65 se muestran tres de los seis ejes estudiados. En la zona delimitada por la línea discontinua que incluye los sondeos P3 y P4, señalada en el estudio geoelectrico como una zona de anomalías, se detectó una depresión del terreno cubierta por rellenos artificiales y una cavidad con espacio libre vertical máximo de 1.2 m y promedio de 0.5 m, de dimensiones horizontales variables entre 2.5 y 3.5 m; al inspeccionarla se observó que se trataba de una cavidad artificial, resultado de la explotación de materiales para fines de construcción. En otros dos sitios, los sondeos no confirmaron las discontinuidades detectadas en el estudio geoelectrico, aunque en los sondeos P1 y P2 hubo pérdida del agua de perforación.

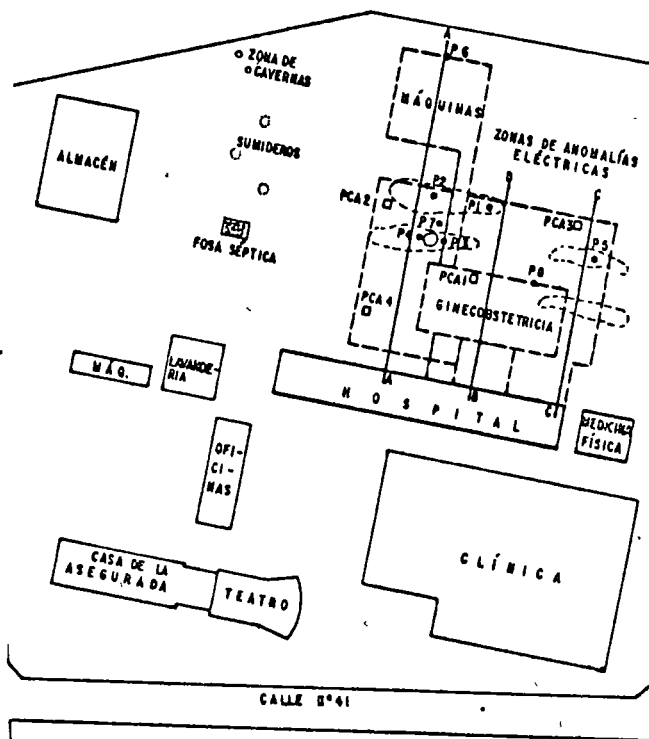


Fig. 65. Planta de conjunto y localización de sondeos y líneas de exploración geoelectrica.

A partir de los sondeos P1 a P8 se determinaron rellenos de 1.5 m de espesor medio, a continuación la costra de caliza superficial resistente típica de la región con espesor variable de 1.3 y 3.0 m, subyaciéndola sahcab.

En vista de los resultados obtenidos y de la irregularidad del subsuelo, se recomendó que durante la construcción se realizaran exploraciones bajo cada una de las zapatas, además de una inspección cuidadosa del terreno en las excavaciones, antes de colarlas.

La presión de contacto para el diseño de los cimientos se estimó en  $60 \text{ ton/m}^2$ , apoyados en la superficie de la caliza.

Este caso es uno más que demuestra la existencia de cavidades naturales y artificiales en la Ciudad de Mérida.

### 3.7 Edificios con cimientos aislados

Se presentan cuatro casos que se refieren a los edificios más altos de la Ciudad de Mérida, cuya cimentación está constituida por zapatas aisladas. Estos se localizan en la zona céntrica, en los sitios 5 a 8 de la Fig. 16.

El primero (sitio 5), corresponde al más reciente y su construcción está terminándose en este año de 1972. Es el único de los cuatro del que fue posible obtener más información. De los tres restantes, que datan de unos 20 a 25 años, sólo se obtuvieron datos generales.

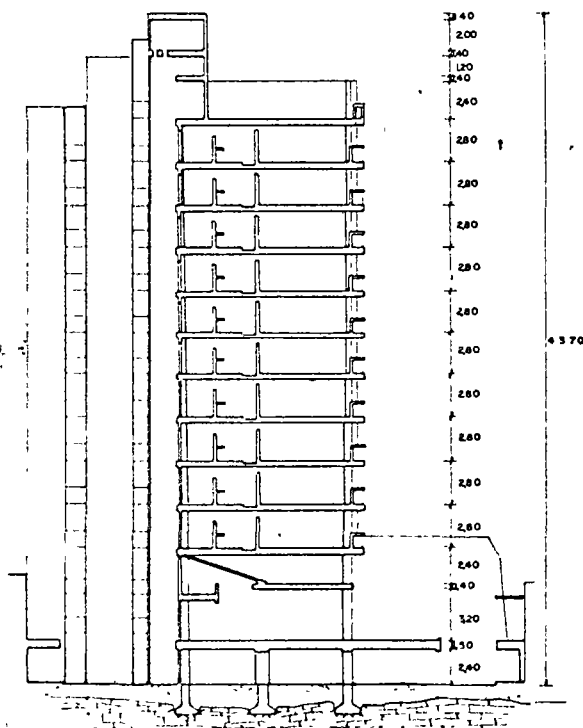


Fig. 66. Corte del edificio del sitio 5.

### 3.7.1. Edificio ubicado en el sitio 5

Es el edificio de mayor altura en la Ciudad de Mérida y en la Península de Yucatán; tiene 13 pisos (Fig. 66). La estructura es de concreto reforzado con claros máximos entre columnas de 6 m. Las descargas máximas al subsuelo son del orden de 300 ton.

La cimentación se resolvió a base de zapatas aisladas desplantadas en la roca, distribuidas según se indica en la Fig. 67. Se diseñaron para una presión de contacto del orden de  $100 \text{ ton/m}^2$ , como elementos masivos de concreto (Fig. 68).

Antes de construir las zapatas se hicieron exploraciones con máquina perforadora neumática, sin extracción de núcleos. Los resultados obtenidos se resumen en la Tabla 3.

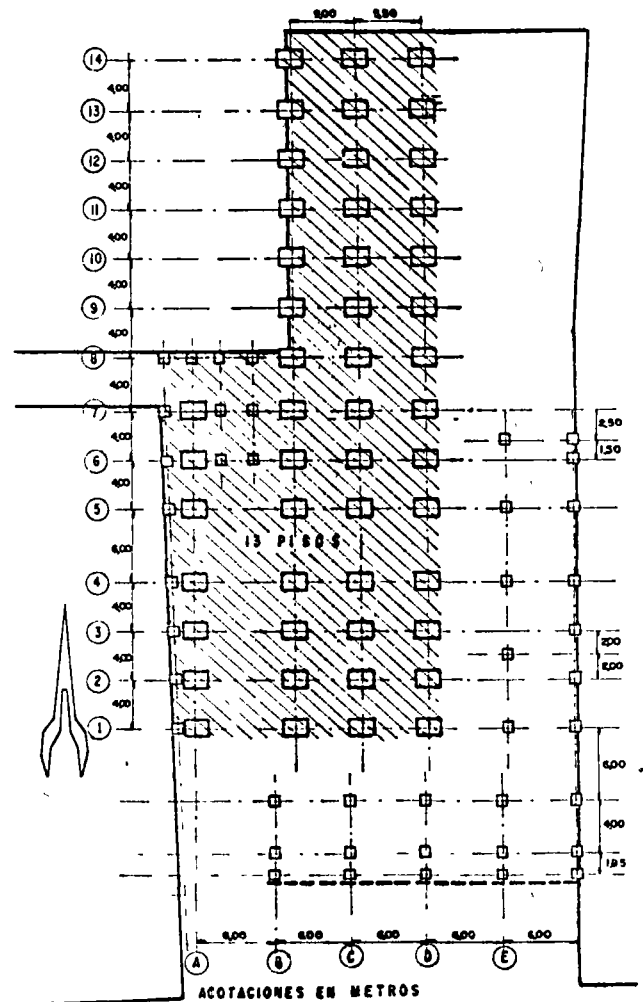


Fig. 67. Planta del edificio del sitio 5.

Continúa Tabla 3

Zapata	Roca dura (laja)	Roca suave	Sahcab	Roca con sahcab	Capa de arcilla o coquera	Cavidad	Recomendaciones
D1	0 - 0.4 0.7 - 3.4 3.7 - 4.0	-	-	-	0.4 - 0.7	3.4 - 3.7	excavar a 0.7 m y ampliar zapata
D2	0 - 0.2 0.8 - 4.0	-	-	-	0.2 - 0.8	-	excavar a 0.8 m
D3	0 - 0.8	-	-	-	0.8 - 1.0	-	en un sondeo vecino no se encontró la arcilla, sólo laja hasta 4.0 m; ampliar la zapata
D4	0 - 4.0	-	-	-	-	-	-
D5	1.0 - 2.2	0 - 1.0	-	-	-	-	-
D6	1.6 - 3.0	0 - 1.0	-	-	1.0 - 1.6	-	excavar a 1.6 m
D7	0 - 3.5 3.6 - 4.0	-	-	-	-	3.5 - 3.6	-
D8	0 - 1.6	1.6 - 4.0	-	-	-	-	-
D9	0 - 0.8, 0.9 - 4.0	0.8 - 0.9	-	-	-	-	-
D10	1.3 - 4.0	0 - 1.2	-	-	1.2 - 1.3	-	excavar a 1.3 m
D11	0 - 0.5 0.7 - 1.0	-	-	1.0 - 4.0	0.5 - 0.7	-	excavar 0.7 m y ampliar zapata
D12	1.8 - 4.0	-	-	0 - 1.0 1.2 - 1.5	1.0 - 1.2 1.5 - 1.8	-	excavar a 1.8 m
D13	0 - 0.4	-	-	0.5 - 4.0	0.4 - 0.5	-	excavar a 0.5 m y ampliar zapata
D14	0 - 0.4 0.5 - 1.2 1.3 - 1.5 1.6 - 2.0 2.1 - 5.0	-	-	-	0.4 - 0.5 1.2 - 1.3 1.5 - 1.6 2.0 - 2.1	-	excavar a 2.1 m y ampliar zapata

Nota. Los números indicados en tabla son profundidades en metros.

De la Tabla 3 anterior se concluye lo siguiente:

a) la capa de roca resistente, conocida como "laja", existe en toda el área explorada, siendo su espesor mínimo de 4 m,

b) la capa de laja es irregular por contener capas de arcilla, bolsas del mismo material (coqueras), sahcab, roca suave, roca con sahcab y algunas cavidades pequeñas,

c) en 50 sondeos se observaron estas irregularidades,

d) hay casos como el de la zapata D3 donde se hicieron dos sondeos, observándose condiciones diferentes; en uno de ellos se determinó un espesor continuo de laja de 4 m, mientras que en el otro una capa de arcilla de 20 cm de espesor intercalada.

Las irregularidades citadas obligaron en unos casos a aumentar la profundidad de desplante y en otros a ampliar las dimensiones en planta de las zapatas.



Fig. 68. Zapatas aisladas en el edificio del Hotel El Castellano.

TABLA 3

Resumen de la estratigrafía observada en los sondeos del sitio 5 y recomendaciones de construcción para la cimentación.

Zapata	Roca dura (Inja)	Roca suave	Sahcab	Roca con sahcab	Capa de arcilla o coquera	Cavidad	Recomendaciones
A1	0 - 4.0	-	-	-	-	-	-
A2	0 - 4.0	-	-	-	-	-	-
A3	0 - 4.0	-	-	-	-	-	-
A4	0 - 4.0	-	-	-	-	-	-
A5	1.6 - 3.0	0 - 1.6 3.0 - 4.0	-	-	-	-	-
A6	3.0 - 4.0	-	0 - 1.0	-	-	-	-
A7	0 - 4.0	-	-	-	-	-	-
A8	0 - 4.0	-	-	-	-	-	-
B1	0 - 1.8	-	-	1.8 - 4.0 coquera	-	-	coquera lateral, pequeña, rellenar con concreto ciclópeo
B2	0 - 3.2	-	-	-	-	-	quitar capa superior fracturada por explosivos
B3	0 - 4.0	-	-	-	-	-	-
B4	0 - 4.0	-	-	-	-	-	-
B5	0 - 4.0	-	-	-	-	-	-
B6	0 - 4.0	-	-	-	-	-	-
B7	0 - 0.6 1.7 - 4.0	-	0.6 - 1.5	-	-	1.5 - 1.7	excavar a 1.7 m y ampliar zapata
B8	0 - 4.0	-	-	-	-	-	-
B9	0 - 1.4	-	-	1.6 - 4.0	1.4 - 1.6	-	excavar a 1.6 m
B10	0 - 0.1 0.4 - 2.0	-	-	2.0 - 3.6	0.1 - 0.4 (coquera)	-	excavar a 0.4 m
B11	0 - 2.0	-	-	-	3.6 - 4.4 2.0 - 2.2 (capa)	-	ampliar zapata
B12	0 - 1.6 1.7 - 4.0	-	-	-	1.6 - 1.7	-	excavar a 1.7 m
B13	0 - 4.0	-	-	-	-	-	-
B14	0 - 0.6 0.8 - 1.0	-	-	1.0 - 4.0	0.6 - 0.8 (capa)	-	ampliar zapata
C1	0 - 4.0	-	-	-	-	-	-
C2	0 - 4.0	-	-	-	-	-	-
C3	0 - 4.0	-	-	-	-	-	-
C4	0 - 4.0	-	-	-	-	-	-
C5	0 - 4.0	-	-	-	-	-	-
C6	0 - 4.0	-	-	-	-	-	-
C7	0 - 4.0	-	-	-	-	-	-
C8	0 - 0.7 0.8 - 1.0 1.1 - 4.0	-	-	-	0.7 - 0.8 1.0 - 1.1	-	excavar a 1.1 m
C9	0.6 - 1.2	0 - 0.6	-	1.2 - 4.0	-	-	-
C10	0 - 4.0	-	-	-	-	-	-
C11	0 - 1.0 1.1 - 4.0	-	-	-	1.0 - 1.1 (coquera)	-	coquera de 0.3 m de anchura
C12	0 - 0.6 0.7 - 4.0	-	-	-	0.6 - 0.7 (capa)	-	excavar a 0.7 m
C13	0 - 0.4 0.5 - 0.7 0.8 - 4.0	-	-	-	0.4 - 0.5 0.7 - 0.8 (capa)	-	excavar a 0.8 m
C14	0 - 0.7	-	-	1.0 - 4.0	0.7 - 1.0 (capa)	-	excavar a 1.0 m y ampliar zapata

### 3.8.1 Cajón de cimentación

Se presenta el caso de un edificio localizado en la zona céntrica de la Ciudad de Mérida (sitio 9, Fig. 16), cuya construcción se inició este año. Ocupa una superficie de 678 m<sup>2</sup> y consta de un sótano que alojará instalaciones especiales, planta baja y seis pisos, de los cuales se planea construir sólo dos en una primera etapa. La subestructura fue diseñada y construida como cajón, formado por losa de cimentación de 30 cm de espesor, desplantada 2.30 m por debajo de la banqueta, retícula de trabes de 1.80 m de peralte y 40 cm de ancho, muros de contención y losa de planta baja, según se muestra en la Fig. 69. Las trabes quedaron alojadas en zanjadas bajo la losa de cimentación.

El perfil del terreno observado durante la excavación mostró rellenos artificiales de 0.80 a 1.40 m de espesor y a continuación la roca caliza, como puede observarse en el corte que aparece al fondo en la Fig. 70.

Para efectuar las excavaciones del sótano y de las zanjadas que alojarán a las trabes, fue necesario utilizar explosivos (Figs. 70 a 72).

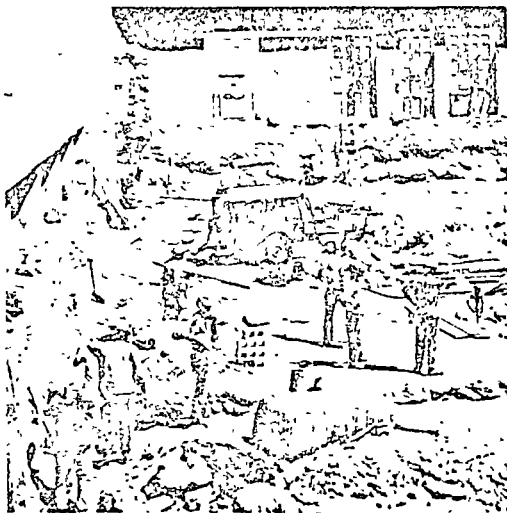


Fig. 70. Aspecto general de la excavación; obsérvese el perfil del terreno en el corte del fondo.

El diseño fue hecho probablemente sin conocimiento de las características del subsuelo y sin investigar la experiencia local. Se estimó que la diferencia en costos de esta cimentación comparada con una formada por zapatas aisladas, fue de algunos cientos de miles de pesos.



Fig. 71. Excavación en roca utilizando explosivos.



Fig. 72. Zanja terminada que alojará una trabe.

### 3.8.2. Zapatas y trabes de liga

Se trata de un edificio ubicado en la zona céntrica de la ciudad (sitio 10, Fig. 16), constituido por cuatro niveles. En la Fig. 73 se muestra la planta de cimentación, formada por zapatas aisladas de 2.65 m de lado, diseñadas para una presión de contacto del orden de 20 ton/m<sup>2</sup>. Las zapatas están ligadas con trabes en las dos direcciones de ejes de columnas, sobre las que se coló una losa o firme de concreto armado de 20 cm de espesor, como lo ilustra la fotografía de la Fig. 74.

Los dos casos citados no son los únicos, existen otros con defectos similares, en general diseñados sin apoyo en estudios del subsuelo y transportando prácticas empleadas en otras ciudades del país, no aplicables al subsuelo rocoso de la Ciudad de Mérida.

### 3.7.2. Edificios ubicados en los sitios 6 a 8.

El edificio ubicado en el sitio 6 tiene un cuerpo de 8 pisos y otro de 11, del cual sólo existe la estructura ya que nunca llegó a terminarse.

Según datos proporcionados verbalmente por uno de los ingenieros que intervino en el proyecto y construcción, se hizo un sondeo bajo cada columna, de unos 8 m de longitud, y al parecer, no se detectaron cavidades.

Los cimientos son de concreto, constituyendo bloques de 2 m de lado, desplantados a 2 m de profundidad, aproximadamente. Se diseñaron considerando una presión de contacto con la roca de  $200 \text{ ton/m}^2$ . De algunas muestras ensayadas se obtuvo que la resistencia en compresión simple fue del orden de  $125 \text{ kg/cm}^2$ .

Los edificios localizados en los sitios 7 y 8, son de 11 y 9 pisos, respectivamente.

En ocasiones, cuando se trata de estructuras de cierto peso, se acostumbra verificar las condiciones del terreno antes de construir, recurriendo a procedimientos rudimentarios como es la exploración con pulsera de mano, con la que se practican perforaciones de 1 a 2 m bajo el piso de desplante de cada cimiento. Este procedimiento adolece de varios defectos que son obvios.

Los cuatro casos citados, así como muchos otros edificios de menor peso han mostrado buen comportamiento en cuanto a cimentación se refiere. No se tiene noticia de fallas. Tampoco se cuenta con datos de nivelaciones a partir de los cuales pudiera conocerse la magnitud de las deformaciones, ya que no se realizan. Sin embargo, puede indicarse sin lugar a duda que dichas deformaciones son prácticamente nulas.

No se tiene noticia de mal comportamiento de cimentaciones ante la acción de cargas accidentales generales por viento o sismo.

De las dos cargas, la de viento es la que se toma en cuenta en los análisis de ciertas estructuras; las cargas por sismo no se consideran por ser zona de sismicidad nula o muy baja. Sin embargo, en lo referente a estas últimas es conveniente observar las consideraciones hechas en la Ref. 10.

En cuanto al viento, la magnitud de su velocidad regional en la Península de Yucatán para fines de diseño, es de  $170 \text{ km/h}$  (Ref. 11). Esta velocidad es representativa de la que ocurre en terreno plano con períodos de recurrencia de 100 años e intervalos de medición del orden de 15 seg.

El valor de la velocidad regional se modifica en cada sitio de acuerdo con la topografía local, la localización geográfica y el tipo e importancia de la

estructura. En la Ref. 11 se presenta el procedimiento para efectuar las modificaciones mencionadas y de terminar las cargas de viento que deben considerarse en el diseño de estructuras.

### 3.8 Cimentaciones costosas innecesarias

Consideran los autores que no deben pasar inadvertidos los casos de edificios con cimentaciones tales como cajones, zapatas con trabes de liga y losas en roca, ya que en la Ingeniería de Cimentaciones como en otras áreas de la Ingeniería, los costos y la estabilidad de las obras, son dos factores fundamentales que rigen su correcta aplicación. Por lo tanto, al decidir ilustrar con dos casos lo anterior, es porque sólo se ha pensado en los aspectos positivos que estas experiencias significan en aplicaciones futuras.

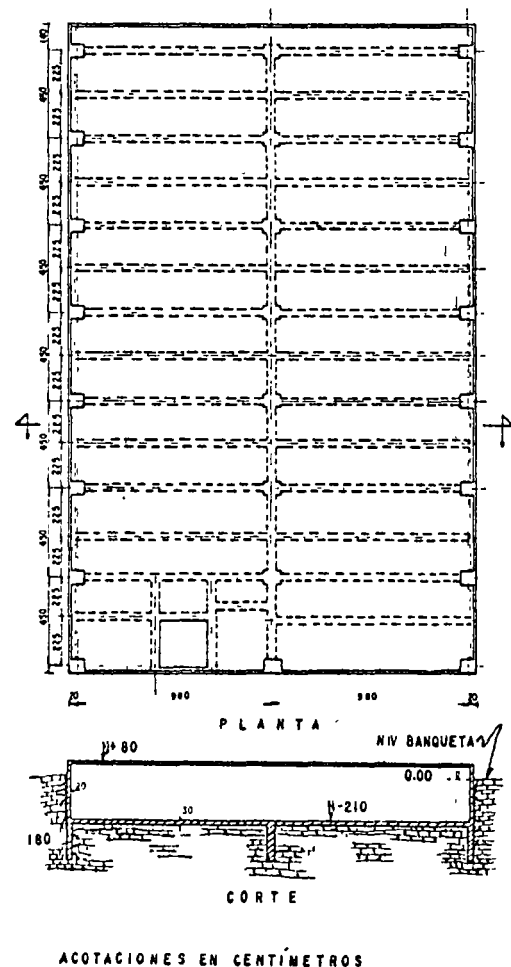


Fig. 69. Planta y corte del cajón de cimentación.



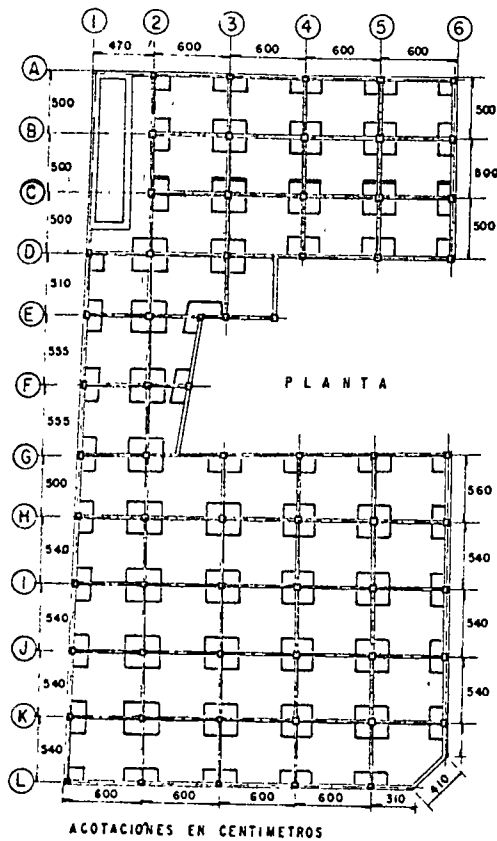


Fig. 73. Planta de cimentación del edificio ubicado en el sitio 10.

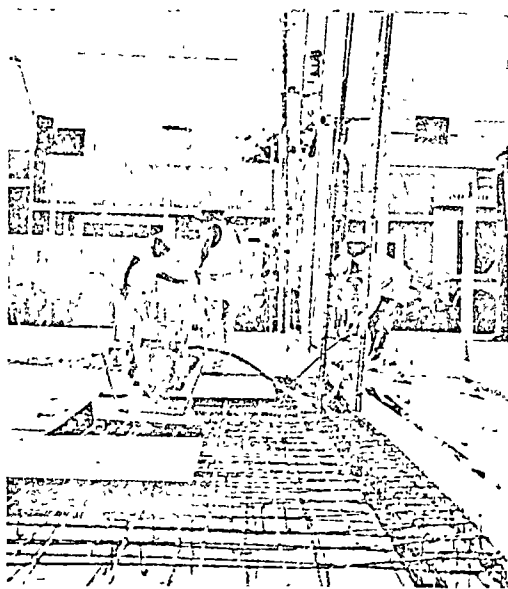


Fig. 74. Colado de traves de liga y losa de piso.

### 3.9 Cavidades en calles

La existencia de cavernas constituye un serio peligro para las cimentaciones de estructuras en las ciu-

dades y pueblos de la Península. La utilización del sahcab como material de construcción desde los antiguos mayas, ha sido la causa principal de las cavidades artificiales bajo la losa de laja. Las entradas a estas cavidades quedan, a través del tiempo, cubiertas por las nuevas construcciones o por la maleza.

Durante los trabajos de pavimentación de las calles de la Ciudad de Mérida que se realizan actualmente, se han encontrado a la fecha no menos de 25 cavidades en unos 60 km de calles pavimentadas. En la Fig. 16 se marcan 17 sitios (11 a 27) donde se localizaron cavidades.

En la Calle 56, entre la 81 y 83 (sitio 11, Fig. 16), la bóveda de una cavidad sufrió un asentamiento súbito sin llegar a caer totalmente, agrietando los muros de mampostería de una casa (Fig. 75) cuando se llevaban a cabo los trabajos de pavimentación. El colapso total pudo evitarse construyendo tres castillos de concreto que apuntalaron la bóveda de la caverna. La Fig. 76 muestra algunas de las grietas, hasta de unos 2 cm, en el interior de la casa. El asentamiento también ocasionó rotura parcial de la conducción de agua potable (Fig. 77).

En la Calle 31 de la Colonia García Ginerés (sitio 12, Fig. 16), al sur del Hospital Benito Juárez (inciso 3.9), se encontró una caverna artificial de aproximadamente 60 m de longitud, 10 m de ancho y 2 m de altura, que se extendía por debajo de la calle. Para continuar los trabajos de pavimentación en la parte afectada de esta caverna, fue desfondada y rellena con cerca de 300 m<sup>3</sup> de material de despalme.

En la Calle 29 en la misma zona de la Colonia García Ginerés se encontró otra caverna artificial que se colapsó cuando se compactaba una capa del pavimento con un rodillo vibratorio de 4 ton de peso muerto. En esta calle se había efectuado previamente una excavación de la roca superficial por medio de explosivos para alcanzar los niveles de proyecto, lo cual posiblemente contribuyó a debilitar la bóveda.

También se encontraron cuevas o cavernas durante la pavimentación de varios sitios al este y sur de la ciudad, indicados en la Fig. 16.

Una característica común a estas cavernas es su localización oculta bajo una capa superficial de laja de espesor variable (0.8 m en promedio).

De lo antes expuesto se desprende que es muy probable que en muchos otros sitios existan cavidades o sahcaberas ocultas, no necesariamente bajo las calles, como es el caso que se presenta en el inciso 3.10.

En vista de que la ciudad continuará extendiéndose, una medida para evitar la creación de más irregularidades de este tipo, consistiría en explotar el sahcab fuera de los futuros límites de desarrollo.

*Apuntalar con mampostería es indispensable la explotación*

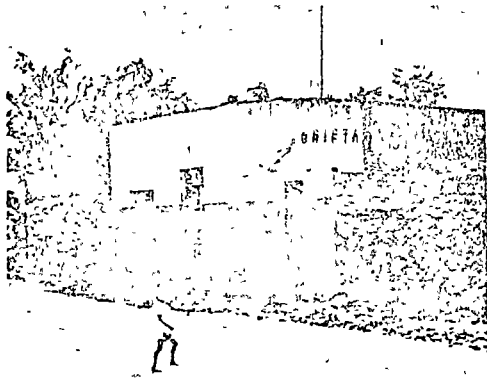


Fig. 75. Agrietamiento de una casa ocasionado por la falla parcial de la bóveda al paso de un equipo de compactación.



Fig. 76. Agrietamiento observado en el interior de la casa.



Fig. 77. Fuga de agua en el sitio 11; donde están los niños, causada por rotura de la conducción de agua potable.

### 3.10 Influencia de sahcaberas en la cimentación de edificios

En el presente 1972 se iniciaron las obras de ampliación de un antiguo hospital, siendo una de ellas el cuerpo F de la Fig. 78, localizado en un área de superficie plana y horizontal, anteriormente utilizada como jardín. El hospital se ubica en el sitio 28 de la Fig. 16.

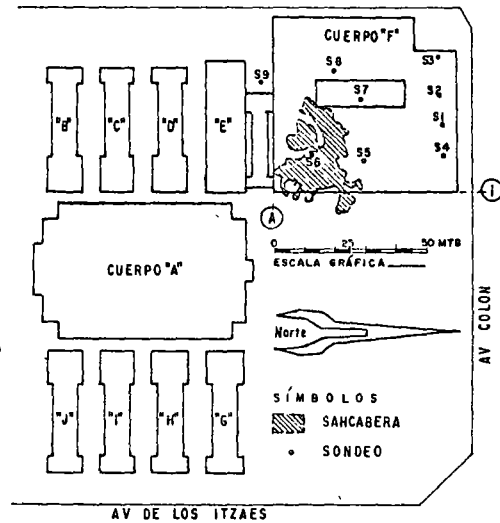


Fig. 78. Planta del hospital y localización de la cavidad.

Debido a la urgencia de la construcción sólo se realizaron algunos sondeos, distribuidos según se indica en la Fig. 78, sin contar con tiempo para la ejecución de sondeos bajo cada una de las columnas. Los sondeos fueron de 10 m de longitud, empleando equipo de rotación, sin recuperar muestras. Ninguno de ellos acusó la existencia de cavidades.

La cimentación proyectada consistió en zapatas aisladas, diseñadas para una presión de contacto con la roca de  $30 \text{ ton/m}^2$ , desplantadas 1 m debajo de la superficie natural del terreno. Las zapatas denominadas Z1 (Fig. 80) fueron las más solicitadas (120 ton), resultando de 2 m de lado.

Al estar realizando las excavaciones con el auxilio de explosivos para alcanzar la profundidad de desplante, se descubrió el piso de una de ellas (Fig. 79), descubriéndose una cavidad de grandes dimensiones en planta y de poca profundidad respecto a la superficie del terreno; su existencia se desconocía, no obstante que el sondeo quedó localizado en el área cavernosa.

Inmediatamente se procedió a explorar y determinar la forma y dimensiones de la cavidad, las cuales se presentan en planta y corte en las Figs. 80 y 81. De la inspección hecha se determinó lo siguiente:

a) el subsuelo está constituido por rellenos superficiales de 0.70 m de espesor medio, seguidos de caliza resistente de 0.80 a 1.50 m de espesor, y finalmente, una capa de sahcab,

b) la altura libre de la cavidad varió entre 0.70 y 1.95 m, con dimensión máxima en planta de 38 m, siendo de forma irregular,

c) la cavidad es artificial, producida por la explotación de sahcab como material de construcción. Se estima que el material se explotó hace unos 30 años, para utilizarse en la obra del antiguo hospital, o bien, en otras obras de la ciudad cuando su perímetro no llegaba a este sitio. La Fig. 82 muestra su interior; en las paredes aún se notan las huellas dejadas por las herramientas de mano utilizadas para la excavación del sahcab.

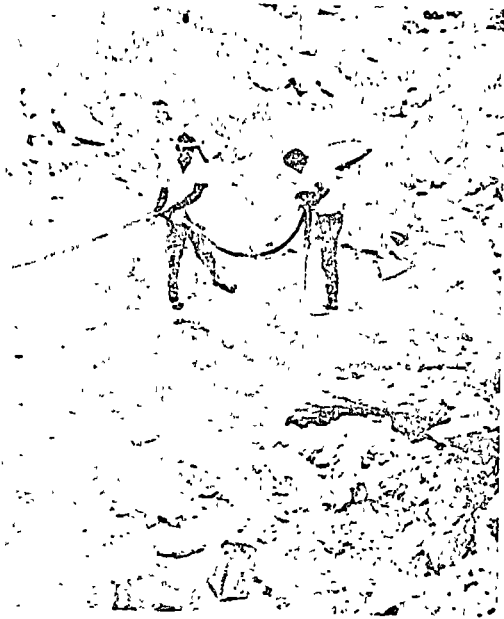


Fig. 79. Falla del fondo de una de las excavaciones.

La cimentación se resolvió desplantando las zapatas principales Z1 bajo el piso de la cavidad (Figs. 83 y 84). La bóveda se reforzó con pilastras de mampostería (Fig. 85), localizadas debajo de las zapatas secundarias P1 y P2 (Fig. 80), utilizándose a la vez como elementos de transmisión de las descargas al terreno que subyace a la cavidad.

Este es un caso muy ilustrativo del peligro de falla de la bóveda de caliza de reducido espesor y grandes claros, si el edificio se hubiera desplantado directamente sobre ella. Por fortuna la cavidad se descubrió casualmente al excavar la supuesta roca masiva y sana.

El caso es una llamada de atención para futuras obras, localizadas en aquellos sitios donde se tiene noticia o sospecha de la existencia de sahcaberas,

en cuyo caso los trabajos de exploración del subsuelo son indispensables, además de una inspección de tallada.

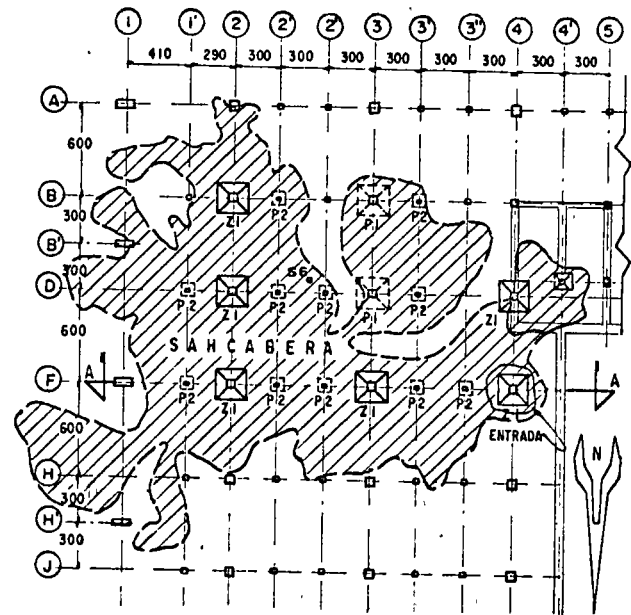
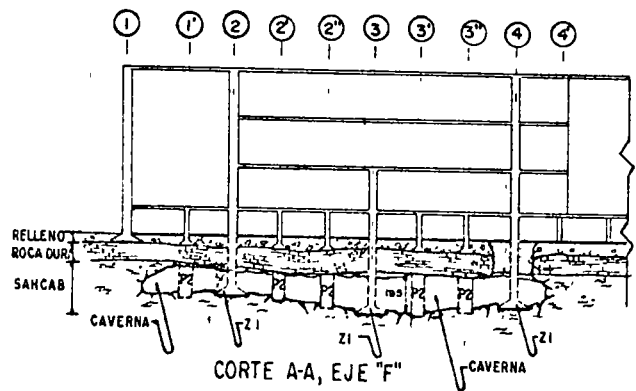


Fig. 80. Planta detallada de la sahcabera.



NOTAS:  
RELLENO: ESPESOR PROMEDIO 70 CM  
ROCA: ESPESOR VARIABLE DE 0.80 A 1.50 M  
CAVERNA: ALTURA VARIABLE DE 0.70 A 1.95 M  
ACOTACIONES, EN CM

Fig. 81. Corte vertical del edificio y de la sahcabera.



Fig. 82. Aspecto del interior de la sahcabera; en las paredes se aprecian las huellas dejadas por las herramientas de excavación.

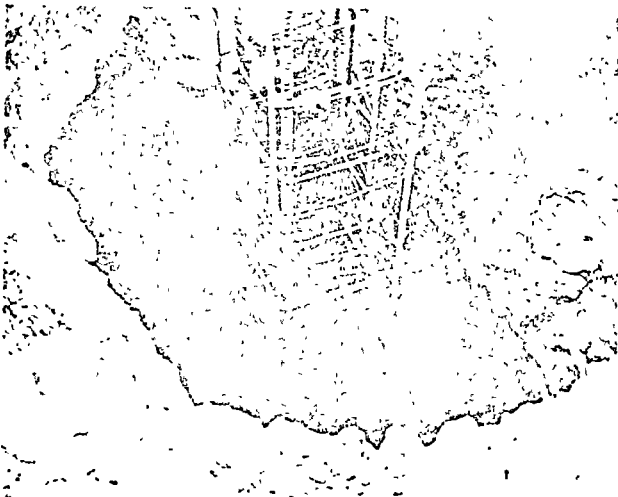


Fig. 83. Rotura de la bóveda de roca para desplantar en el piso de la cavidad las zapatas Z1.

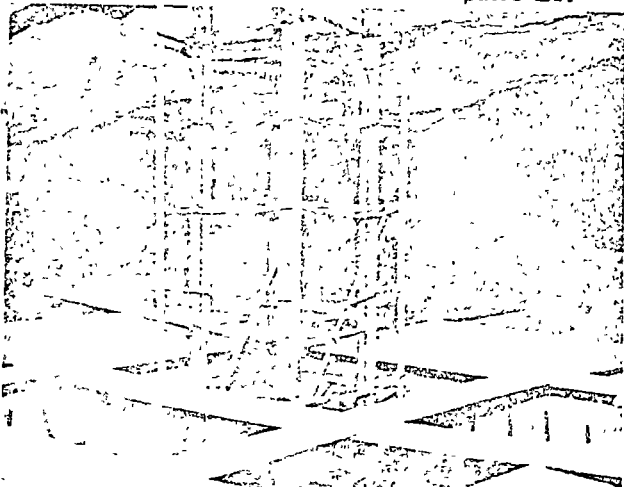


Fig. 84. Desplante de una zapata tipo Z1 en el piso de la sahcabera.

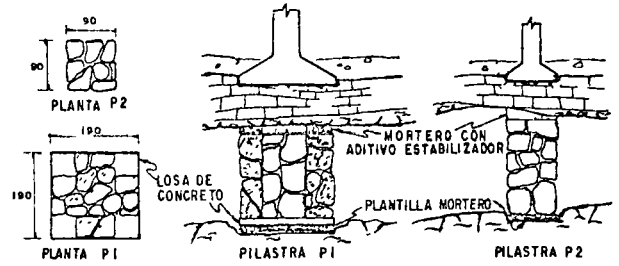


Fig. 85. Pilastras de mampostería debajo de zapatas secundarias y refuerzo de la bóveda.

### 3.11 Conclusiones

Los primeros metros del subsuelo de la Ciudad de Mérida que interesan para fines de cimentaciones, están constituidos por rocas calcáreas fosilíferas. En la superficie existe una capa o losa de caliza dura (laja), cuyo espesor variable entre unos 0.5 y 4 m, cubre calizas más suaves del tipo de coquinas y calizas y coquinas cretosas aún más suaves, conocidas como sahcab.

El nivel freático está a una profundidad que oscila de 7 m al Norte a 9 m al Sur.

La acción cársica queda manifiesta por el gran número de conductos y cavidades de disolución encontradas durante las exploraciones hechas en diferentes sitios de la Ciudad, algunas rellenas parcial o totalmente con sedimentos blandos. Los análisis estadísticos presentados en el Inciso 3.3.4 confirman lo anterior, así como la observación directa de dichos accidentes, mostrados en las fotografías incluidas en este capítulo. Según los análisis, la probabilidad de encontrar cavidades en los primeros 5 m es de 52%; valores semejantes pueden corresponder a otros sitios localizados en la misma formación.

La explotación de sahcab para utilizarlo como material de construcción, ha provocado cavidades artificiales, que comúnmente se localizan fuera de los antiguos límites de la Ciudad.

La distribución aleatoria de estas discontinuidades de la roca, obliga prácticamente a realizar exploraciones bajo cada cimiento, en particular en aquellas estructuras que transmiten descargas altas y concentradas al subsuelo.

Es factor de primordial importancia utilizar métodos de exploración confiables para detectar cavidades y otras irregularidades del subsuelo. Se han utilizado métodos directos, semidirectos e indirectos. A los primeros se ha recurrido cuando se conoce de antemano la existencia de grandes cavidades con acceso, o bien cuando éstas han sido detectadas en exploraciones previas.

La exploración semidirecta, mediante equipos de perforación, desde los más rudimentarios (pulseta) hasta máquinas neumáticas y rotarias, es la utilizada con mayor frecuencia. Los procedimientos utilizados aún con este mismo equipo, por ejemplo el de rotación, han sido variados y algunos de ellos inapropiados, como aquéllos que aceptan la velocidad de la perforación (m/h) como índice para la interpretación.

Cualquier procedimiento que se aplique en la exploración semidirecta requiere de personal preparado y con experiencia.

Los métodos eléctricos y sísmicos de exploración geofísica se han utilizado en contados casos; los primeros para explorar cavidades (Inciso 3.4) y los segundos para determinar el módulo elástico de la roca (Inciso 3.3). La aplicación de ambos presenta problemas, dadas las condiciones del subsuelo; además se requiere exploración complementaria para confirmar la anomalía registrada.

Se considera que de los tres métodos, los semidirectos son los más apropiados, en especial para detectar pequeñas cavidades que en cimentaciones de edificios representan peligro.

El método eléctrico puede ser más conveniente para investigar cavidades grandes que pueden ser importantes en otros tipos de obra, por ejemplo aeropistas, en las que las cavidades pequeñas no interesan.

Las cimentaciones en la Ciudad de Mérida son superficiales y consisten en zapatas aisladas o conti-

nuas apoyadas en la laja.

Los cimientos de las estructuras más importantes se han diseñado con valores empíricos de la presión de contacto, a juicio del ingeniero, variando entre 20 y 200 ton/m<sup>2</sup>. En estructuras ligeras, aún los valores más bajos proporcionan cimientos de las dimensiones mínimas obligadas por la construcción.

En la evaluación de la capacidad de carga deben tomarse en cuenta los siguientes factores: espaciamiento y abertura de las juntas, espesor de la laja sobre el sahcab o material blando, y cavidades; además hay que considerar los parámetros de resistencia al corte de la roca. Sowers y Meyerhof (Refs. 12 y 13) analizan la influencia del primero. Respecto a los dos últimos, su influencia no ha sido estudiada en forma adecuada y sólo se sugieren métodos burdos de análisis. El tercero es un problema complejo y en general se resuelve a criterio del ingeniero, transmitiendo las cargas al piso de la cavidad cuando estima que existe riesgo de falla de la bóveda.

El tratamiento de la roca a base de inyecciones de lechada o mortero de cemento no se ha utilizado; esto se explica por la existencia de cavidades y conductos que al intercomunicarse entre sí, implican consumos de lechada y mortero de cemento muy elevados y dificultades para lograr un buen tratamiento.

En general las cimentaciones han mostrado buen comportamiento. Excepto en los casos citados en el Inciso 3.9, no se tiene noticia de fallas ni de asen-

*no se tiene noticia de fallas ni de asen-*

#### 4. OTRAS LOCALIDADES DEL INTERIOR DE YUCATÁN

En diversos sitios del interior del Estado de Yucatán (Fig. 86) se han realizado exploraciones del subsuelo, siendo la mayor parte de los casos para fines geohidrológicos.

Las construcciones existentes son en su mayoría antiguas, bajas y con muros de carga en general desplantados en la roca. En construcciones recientes se han efectuado estudios someros apoyados en visitas de inspección al sitio, complementadas con pozos a cielo abierto excavados hasta la roca.

El número de pozos profundos para abastecimiento de agua es relativamente grande, y se encuentran distribuidos en el área de todo el Estado, en particular en la zona henequenera ubicada hacia el Norte,

y en la zona agrícola hacia el Sur. En todos ellos se determinó que el subsuelo está formado por roca caliza fosilífera, de origen marino, con características cársicas; en algunos aflora y en otros, como los situados hacia el Sur, está cubierta por suelos que alcanzan en ocasiones unos 2 m de espesor.

Los efectos cársicos se manifiestan en un gran número de cenotes y cavidades, algunos muy conocidos como los cenotes Sagrado y Xtoloc de Chichén-Itzá (Figs. 96 y 97), el de Motul (Fig. 87), el denominado Sací de Valladolid (Fig. 88), el de Dzibilchaltún (Fig. 89), el Cenote Kikil (Fig. 90), las grutas de Balankanchén, Loltún (Fig. 91), etc.

En los siguientes incisos se presentan datos estratigráficos del subsuelo de algunas localidades de la zona henequenera, de sitios ubicados en el camino Mérida-Progreso y del Cenote Sagrado de Chichén

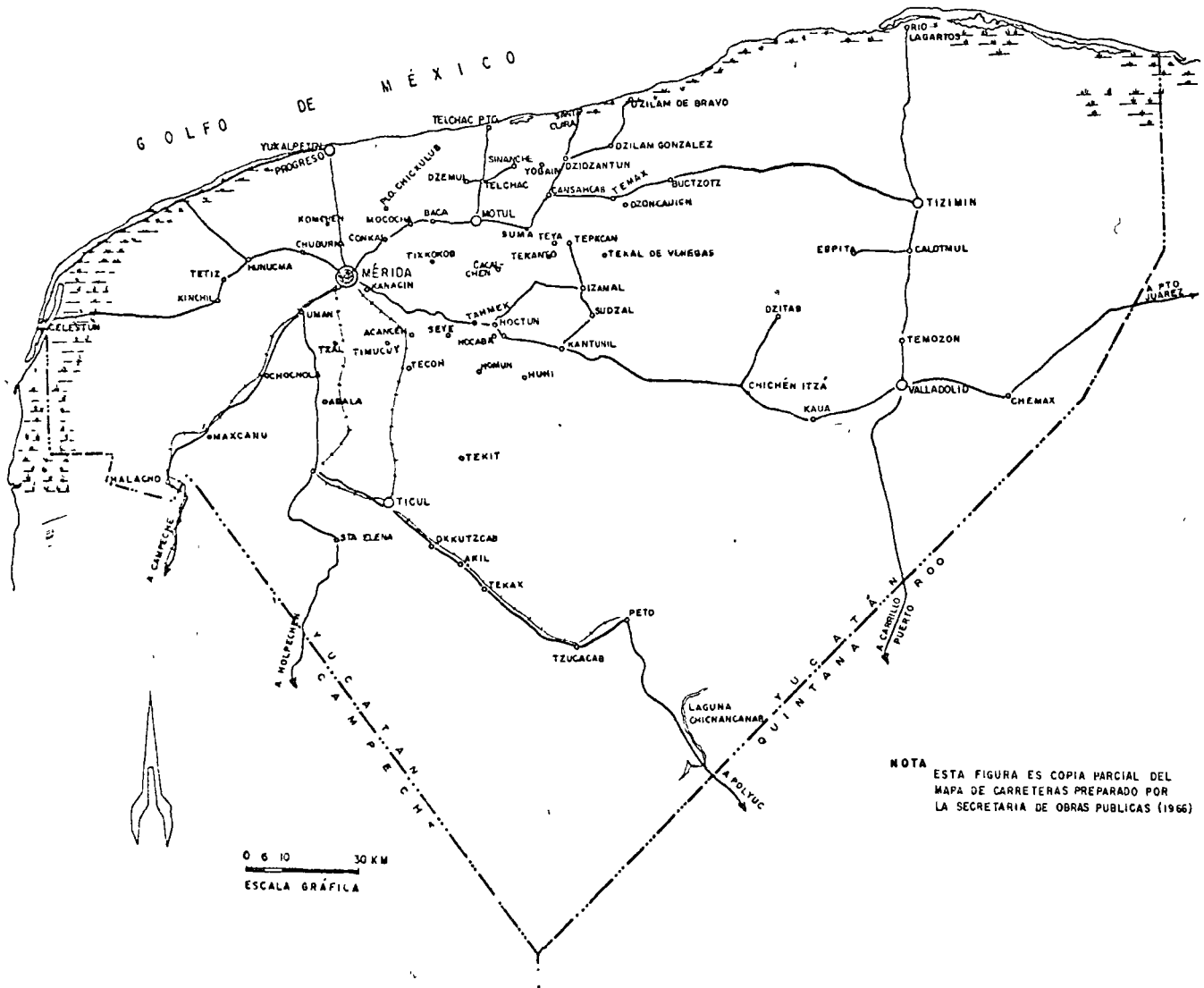


Fig 86. Mapa del Estado de Yucatán

Itzá. Estos sitios se indican en la Fig. 86 .

#### 4.1 Zona henequenera

En la Fig. 92 se representan los perfiles estratigráficos del subsuelo, deducidos de sondcos sin muestreo, de diámetro pequeño, localizados en plan tas desfibradoras de henequén (Baca, Dzemul, Motul y Sinanché), realizados con objeto de obtener datos previos a la perforación de pozos de bombeo, y que

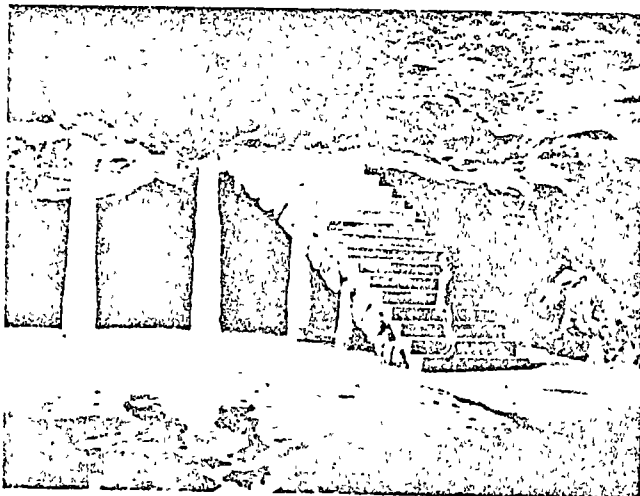


Fig. 87. Cenote de Motul



Fig. 88. Cenote Saci de Valladolid



Fig. 89. Cenote de Dzibilchaltún

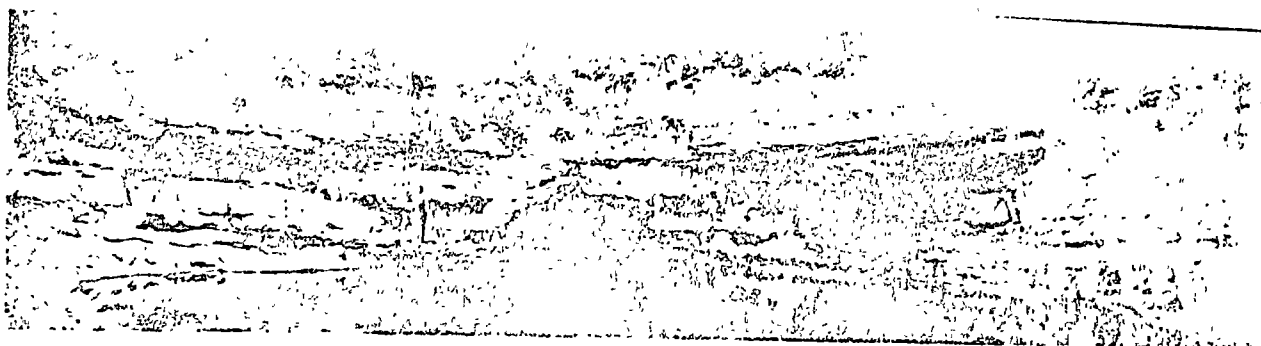


Fig. 90. Cenote Kikil

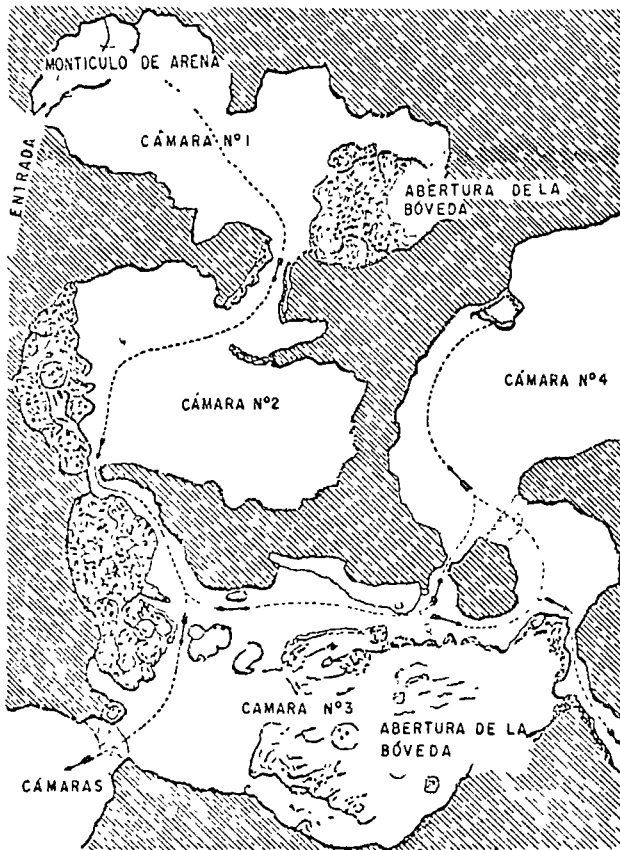


Fig. 91. Plano de las cámaras principales de la gruta de Loltún, según E.H. Thompson (Cave of Loltún, Yucatán" en Memoirs of the Peabody Museum, Vol. 1, No. 2, pág. 58 Cambridge, 1897). Ref. 14

a la vez sirvieran para la cimentación de las plantas. Estas son estructuras ligeras que soportan a la maquinaria en un piso elevado, separado de la superficie del terreno (Fig. 93). Diez de las plantas construidas en varios sitios de la zona henequenera, se cimentaron sobre zapatas aisladas desplantadas en la roca y se diseñaron con presiones de contacto de 20 a 30 ton/m<sup>2</sup>.

En los perfiles de la Fig. 92 se observa la existencia de cavidades a diferentes profundidades aún en sondeos localizados en el mismo sitio. La Fig. 94 muestra otro perfil del subsuelo en Conkal, constituido por roca caliza hasta 15 m de profundidad.

Recientemente se construyeron clínicas y hospitales en 42 poblaciones henequeneras; para ello se efectuaron inspecciones y excavaciones superficiales para conocer en forma preliminar el subsuelo, y proponer los tipos de cimentación apropiados y sus características. La información obtenida por los ingenieros que efectuaron las visitas se resume en la Tabla 4. En ella se anota el nombre de la población, la ubicación de los predios, el espesor de suelos superficiales y profundidad del nivel freático; este último observado en norias o cenotes cercanos a los

predios. Puede notarse que en la mayoría de los predios el espesor del suelo es nulo, aflorando la roca caliza.

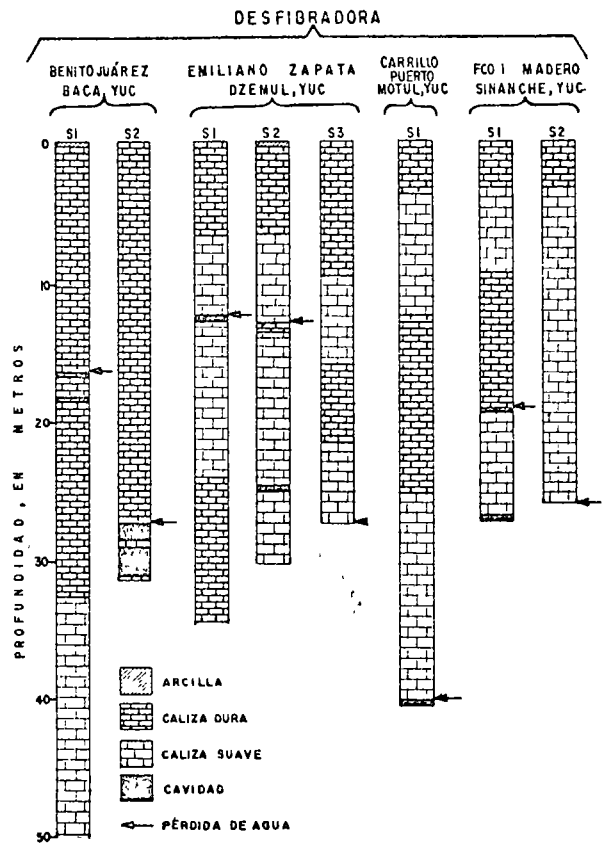


Fig. 92. Perfiles del subsuelo en varias plantas desfibradoras de la zona henequenera.

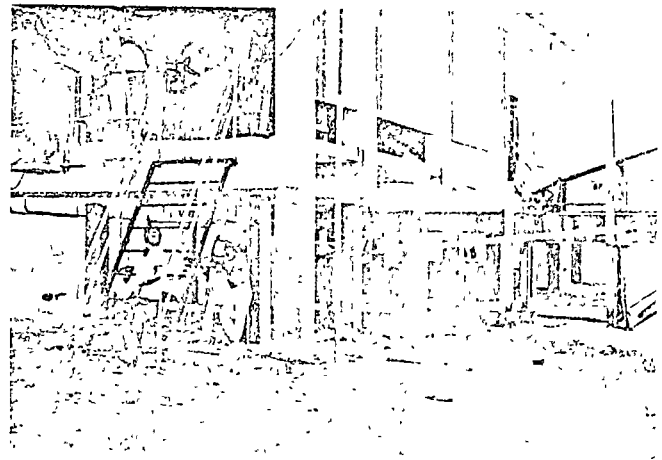


Fig. 93. Planta desfibradora de Cansahcab.



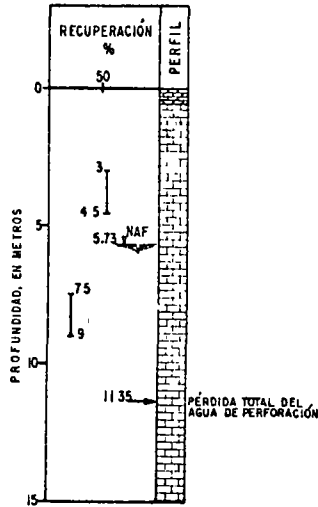


Fig. 94 . Sondeo en Conkal

TABLA 4

Resumen de datos generales del subsuelo de predios elegidos en poblaciones de la zona henequenera para la construcción de clínicas y hospitales

Población	Ubicación del predio	Espesor suelo superficial (m)	Prof. NAF (m)
Kanacán	salida a Acanaceh	0 a 0.3	7.0
Tetiz	plaza principal	0 a 0.4	5.0
Tecoh	calle 28 x 29	0 a 0.5	12.0
Acanceh	calle 32 x 21	0 a 0.5	12.0
Ticumuy	calle 18A	0 a 0.3	10.0
Chocholá *	calle 12 x 18	0 a 0.5	8.0
Homún *	calles 17 x 20	0	11.0
Hocabá	calles 16 x 19	0 a 0.8	8.0
Tekit	calles 28 x 25	0 a 0.8	12.0
Halachó	salida a Mérida	0 a 0.3	10.0
Chicxulub	sureste de la iglesia	0	8.0
Maxcanú	plaza principal	0.4	8.0
Tixcocob	junto escuela	0.4	8.0
Chuburná	calle 19 x 22	0	8.0
San José Tzal	sur de la iglesia	0 a 0.2	8.0
Umán	en el centro de salud	0 a 0.3	-
Komchén	plaza principal	0 a 0.3	8.0
Abalá	calles 5 x 11	0 a 0.3	-
Kinchil	calles 18 x 19	0 a 0.3	8.0
Hunucmá	2 km hacia Mérida	0 a 0.2	8.0
Cacalchén	plaza principal	0 a 0.3	8.0
Izamal **	calle 26 (35 x 37)	0 a 0.6	12.0
Sudzal *	plaza principal	0 a 0.1	17.8
Tekal de Venegas *	plaza principal	1.0	10.5
Tekanto	calles 20A x 21A	1.0	7.7
Conkal	calles 21 x 18	0.4 a 0.9	6.5

Continúa Tabla 4.

Tepakán	frente palacio municipal	0 a 0.3	8.2
Caucel	calle 21 (12 x 14)	0	5.2
Hoctún	calle 22 (23 x 25)	0.4 a 0.7	14.2
Huhí	calles 20 x 17	0 a 0.4	14.5
Seyé **	calles 32 x 35	0.3 a 0.5	8.5
Tahmek	plaza principal	0.9 máx	13.2
Baca	calles principal x 16	0 a 0.4	7.0
Dzemul	calles 14 x 21	0 a 0.7	5.4
Motul	frente a la escuela secundaria	0.8 a 3.0	9.5
Sinanché *	calles 21 x 18	0 a 1.0	5.5
Telchac	calles 15 x 26	0 a 2.0	5.5
Cansahcab			
Alternativa 2	calle 20	0	6.5
Dzidzantún	plaza principal	0 a 0.3	4.5
Dzilám de			
González	calles 17 x 18	0	3.9
Suma (Alt. 2)	calles 17 x 22	0 a 0.6	5.5
Temax (Alt. 2)	calles 35 x 28	0 a 0.6	7.2

\* cavidades, cenotes y "sahcaberas" cercanos al predio

\*\* sahcaberas observadas en el predio

¡ los predios de la alternativa 1 se desecharon por existir en ellos cavidades, cenotes o sahcaberas importantes.

Las clínicas y hospitales son estructuras de un piso en su mayoría, y transmiten descargas bajas al subsuelo. En todas ellas se recomendó desplantar la cimentación en el horizonte superior de la roca; constituida por zapatas, diseñadas con una presión de contacto baja (12 a 20 ton/m<sup>2</sup>). En algunos casos se encontraron cavidades y otras irregularidades de la roca al efectuar las excavaciones, además de las ya observadas en las visitas preliminares, reportadas en la Tabla 4.

En los sitios como Huhí y Dzilám de González se observó en excavaciones de mayor profundidad, que bajo la capa de caliza superficial dura (laja) de 0.6 a 1.0 m de espesor, continuaba sahcab; es probable que en otros más también exista esta situación. En el segundo sitio como en varios más, las capas superficiales de laja presentan juntas verticales rellenas de arcilla. En todos los casos los suelos superficiales se identificaron como limos o arcillas arenosos, no expansivos.

#### 4.2 Camino Mérida-Progreso

Para el estudio de la caliza como material de construcción se hicieron sondeos con recuperación de núcleos hasta 20 m de profundidad, en puntos localizados a los lados de la carretera, en los kilómetros 26 a 30, con origen en Mérida. Aunque la finalidad del estudio fue otra, los datos obtenidos son útiles e ilustran las características del subsuelo desde los puntos de vista geológico y de cimentaciones.

Los perfiles estratigráficos, la recuperación de núcleos y la profundidad del nivel freático, se presen-

tan en la Fig. 95.

En los seis sondeos existen cavidades o conductos de disolución de 0.1 a 0.7 m de altura libre, a profundidades comprendidas entre 2.0 y 7.2 m; además en dos de ellos, kilómetros 28 y 30, existe una capa de arcilla intercalada en la caliza. Las recuperaciones en general son bajas y el nivel freático se acerca a la superficie, a medida que la distancia se acorta hacia Progreso. En los seis sondeos ocurrió pérdida del agua empleada en la perforación.

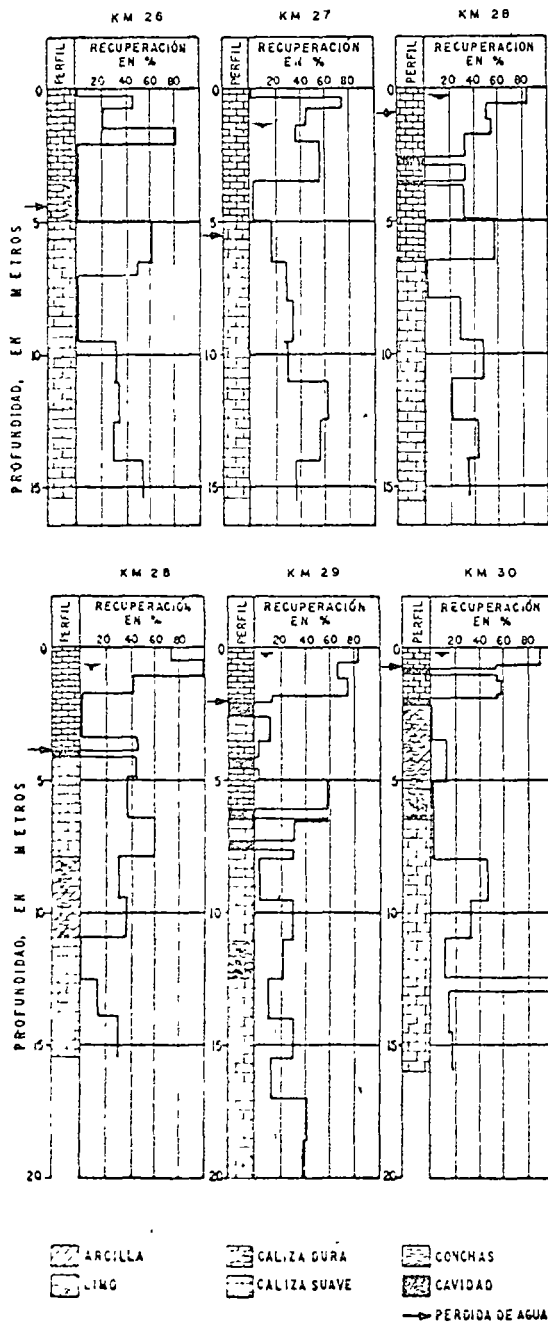


Fig. 95. Sondeos en el camino Mérida-Progreso.

#### 4.3 Cenote Sagrado de Chichén Itzá

En el Cenote Sagrado de Chichén Itzá se llevó a cabo una investigación geohidrológica con objeto de elegir el procedimiento adecuado para abatir sus aguas y facilitar así los trabajos de investigación arqueológica. La Fig. 96 corresponde a una fotografía aérea de la zona, en ella se localiza el Cenote Sagrado, el Cenote Xtoloc y los monumentos más importantes de este centro ceremonial maya. En la Fig. 97 se aprecian las paredes del Cenote Sagrado.

Se perforaron cuatro pozos con recuperación de muestras, localizados como se indica en la Fig. 98. En cada perforación se realizaron ensayos de permeabilidad tipo Lugeon en tramos de 5 m, y con las muestras obtenidas se efectuaron pruebas de laboratorio de permeabilidad de carga variable.

Los cortes estratigráficos, la recuperación de núcleos y los coeficientes  $k$  de permeabilidad, de campo y de laboratorio se presentan en la Fig. 99.

Según los cortes estratigráficos, los sondeos atravesaron roca caliza blanda, homogénea con recuperaciones de 14 a 100%, no registrándose cavidades, no obstante que ocurrieron pérdidas del agua utilizada en la perforación.

Tanto las pruebas de campo como de laboratorio proporcionaron valores de  $k$  del mismo orden, comprendidos entre 0.2 y  $0.9 \times 10^{-3}$  cm/seg.

Dadas las características cársticas de la caliza del lugar, cuya evidencia está en las propias paredes del cenote (Fig. 100) y en muchos otros sitios cercanos, es muy probable que las perforaciones no hayan atravesado conductos o cavidades de disolución, en cuyo caso los resultados de las pruebas de permeabilidad pudieran no representar las condiciones reales de la masa rocosa, y obviamente aún menos, las pruebas de laboratorio. Esta duda sólo podría aclararse mediante pruebas de bombeo, ya que si los resultados obtenidos se consideraran como representativos del medio, podría llegarse a soluciones no apropiadas. Cabe agregar que en pruebas realizadas a largo plazo en otros cenotes, se ha observado que para gastos de extracción muy elevados el abatimiento del nivel estático del agua sólo ha llegado a alcanzar unos cuantos centímetros.

De las mediciones efectuadas se determinó que la superficie del agua en el cenote está a una profundidad media de 21 m, que el tirante de agua es de 13.5 m y que el fondo está constituido por 13.5 m de lodos; bajo éstos yacen depósitos producto de la formación del cenote y después la roca caliza natural.

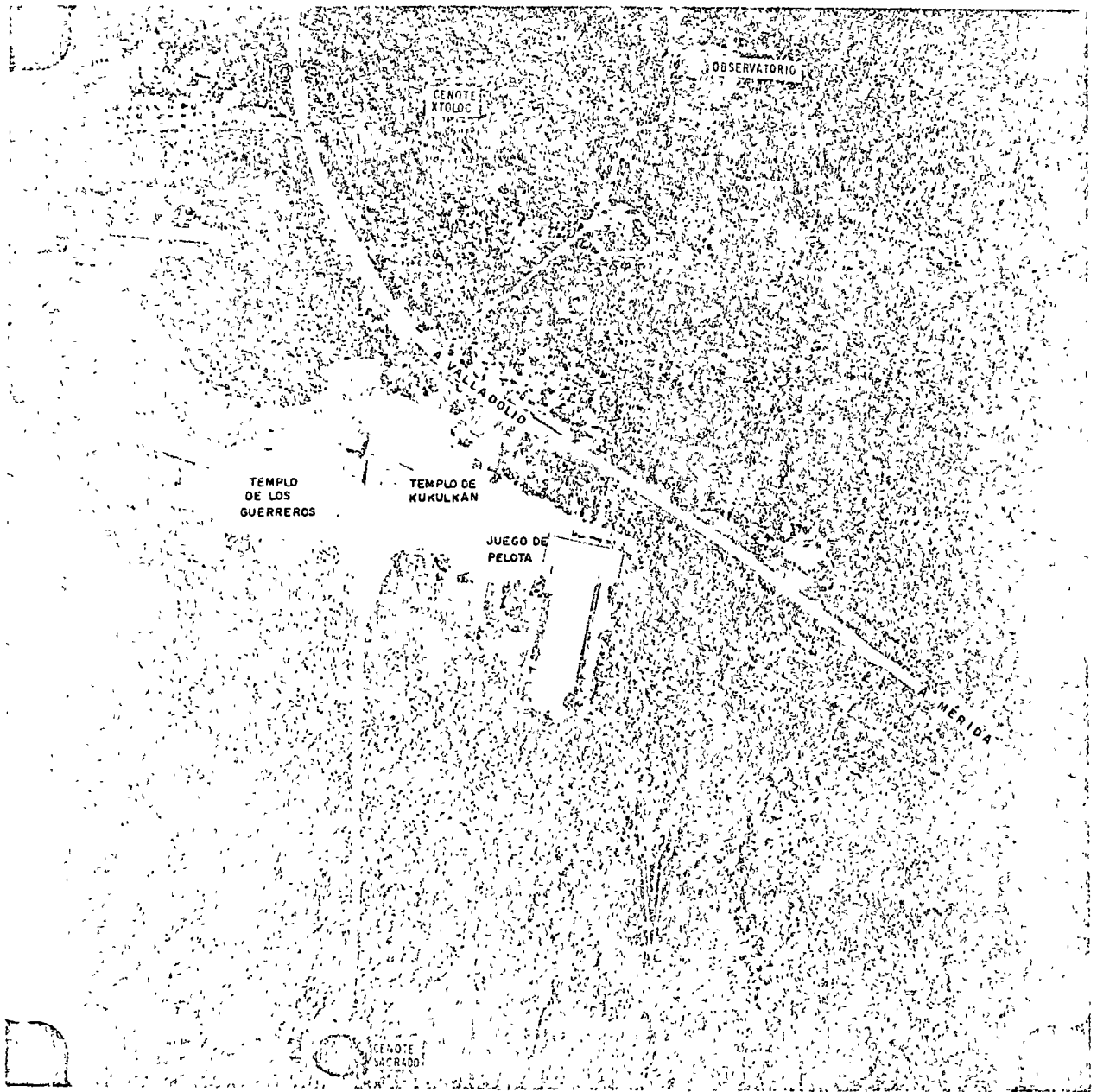


Fig.96 . Fotografía aérea de la zona arqueológica de Chichén Itzá



Fig.97. Fotografía del Cenote Sagrado

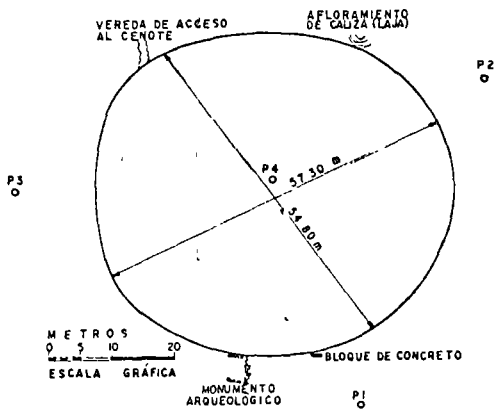


Fig. 98. Dimensiones en planta del Cenote Sagrado y localización de sondeos.

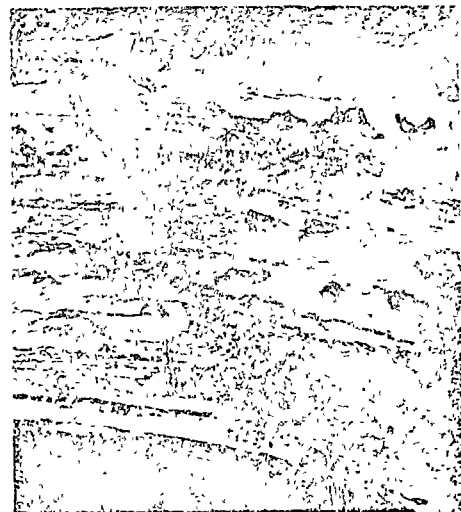


Fig.100. Cavidades y conductos de disolución en las paredes del Cenote Sagrado.

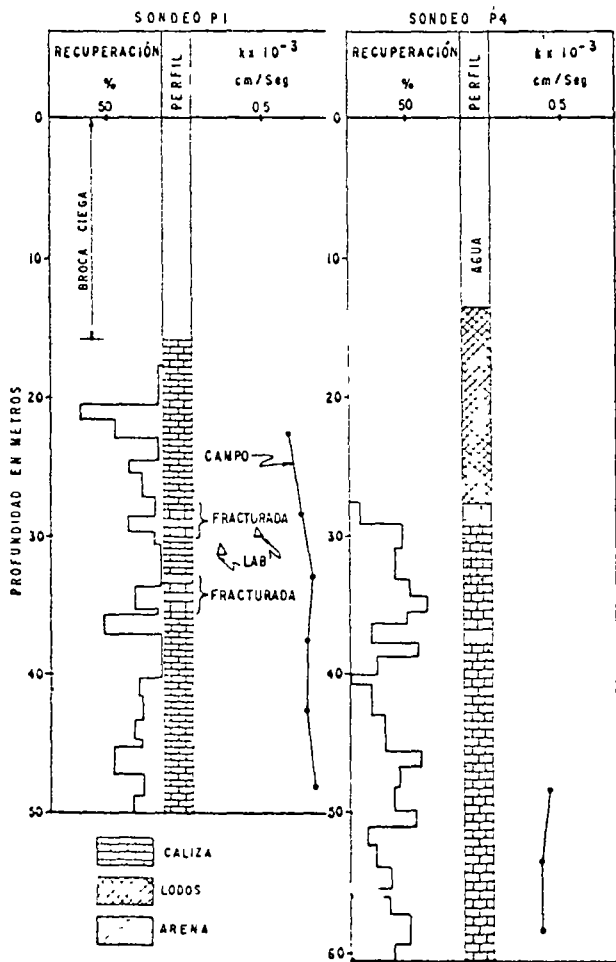


Fig. 99. Perfiles estratigráficos y coeficientes de permeabilidad.

#### 4.4. Conclusiones

La información presentada, además de las evidencias que se conocen en diversas localidades del Estado de Yucatán, es suficiente para concluir que el subsuelo está constituido fundamentalmente por caliza cársica, que tiene irregularidades como las descritas en el Capítulo 3 referente a Mérida, o sea, cavidades y conductos de disolución, coquearas, etc.

La caliza en general aflora o se encuentra cubierta por una capa delgada de suelo vegetal, siendo de mayor espesor en la zona sur. Con mucha frecuencia existe sahcab (creta, caliza cretosa o coquina cretosa) bajo la capa de roca dura (laja). Esta aparece prácticamente en forma ininterrumpida en toda el área del estado.

En algunos predios de poblaciones henequeneras, se encontraron cavidades artificiales (sahcaberías) de las que se ha explotado material para la construcción, unas excavadas a cielo abierto, eliminando la laja y vueltas a rellenar, y otras subterráneas bajo la misma laja. Ambos accidentes constituyen un peligro para las cimentaciones.

Las cavidades y conductos de disolución, son factores que influyen en forma determinante en la permeabilidad, y no precisamente la microestructura de las rocas calcáreas, como se ha determinado en gran número de observaciones hechas en la Península. Las pruebas de laboratorio no representan la condición natural. Tampoco son representativas las pruebas in situ si los barrenos en los que se realizan no incluyen las irregularidades citadas; bastaría que un conducto natural se comunicara con las paredes o el fondo de un cenote o de una excavación para hacer inoperantes los sistemas usuales de abatimiento del nivel freático.

## 5. LOCALIDADES DE LA COSTA DE YUCATÁN

La costa del Estado de Yucatán tiene un desarrollo de aproximadamente 360 km, extendiéndose desde el estero de Celestún hasta la Boca de Conil. En toda su longitud forma un cordón litoral producto de acarreos marinos, separado de tierra firme por una ciénaga o marisma. La ciénaga en algunos lugares es discontinua debido a azolves y en otros sitios se conservan restos que forman áreas pantanosas generalmente extensas. Estas áreas de agua están sujetas a los efectos de las mareas.

Las Figs. 101 y 102 son fotografías aéreas del litoral que juntas abarcan el tramo comprendido entre el estero de Celestún y la población de Progreso. En ellas se observa el cordón litoral, la ciénaga y el área de marisma. En la parte inferior de la Fig. 101 junto a la costa y en la Fig. 102, alcanzan a notarse círculos que corresponden a depresiones del terreno como consecuencia de la acción cársica de la roca.

La línea litoral es muy baja y apenas destaca del horizonte, ya que las dunas son muy recientes; la arena calcárea que las constituye en general es gruesa. Por otra parte, la vegetación impide su desarrollo. El punto de mayor elevación es el llamado Monte Cuyo (12 m snm), cercano al límite con Quintana Roo.

En la costa norte de la Península la corriente es siempre de Este a Oeste y su velocidad promedio es de 0.8 nudos. Los acarreos más grandes de la península ocurren en la costa norte y se estiman en 50 000 m<sup>3</sup> netos al año.

En los siguientes incisos se presentan datos recopilados relativos a la estratigrafía del subsuelo de seis sitios y cimentaciones utilizadas. Los datos del subsuelo se refieren básicamente a los obtenidos de sondeos de exploración. La información sobre propiedades mecánicas es escasa; sin embargo, los datos son suficientes para tipificar las condiciones que predominan. Las seis localidades son Celestún, Yukalpetén, Progreso, Telchac Puerto, Dzilám de Bravo y Río Lagartos, donde se han realizado principalmente estudios para obras portuarias y canales de navegación. Estas localidades se indican en la Fig. 86.

### 5.1 Celestún

La Fig. 103 muestra la población costera de Celestún localizada en el cordón litoral y separada de tierra firme por el estero del mismo nombre. En la línea A, sobre la playa, y en la línea B, al centro del estero, se efectuaron sondeos con chiflón de agua para determinar el espesor de suelos y continuidad de la roca caliza. La exploración hecha en el estero fue con fines de estudiar la construcción de un canal de navegación interior y la posibilidad de excavar con draga de succión. La Fig. 104 muestra los cortes estratigráficos a lo largo de las líneas

A y B.

De estos trabajos se concluyó que en la línea A el cordón está formado por una capa de arena con espesor medio de 3.2 m, a la que subyace la roca caliza. En la línea B el perfil es semejante, excepto que el espesor de sedimentos arenosos y limosos es menor (0.2 a 1.0 m).

El puente de madera que cruza el estero, que comunica a Celestún con Kinchil, está apoyado en el fondo rocoso, en pilotes de madera de unos 3 m de longitud.

### 5.2 Yukalpetén

El puerto de abrigo de Yukalpetén se construyó entre los puertos de Chelém y Progreso, a unos 4 km de distancia de este último.

Yukalpetén da cabida a un gran número de barcos de pesca y de turismo de bajo calado. El conjunto de obras del puerto está constituido por las esolleras del canal de acceso, los taludes de la dársena, los muelles de pesca y de turismo e instalaciones de la industria pesquera, plantas frigoríficas, empacadoras, bodegas, etc. (Fig. 105).

La faja de terreno entre la ciénaga y el mar está constituida por una capa de arena de espesor que alcanza un máximo de 6 m y descansa sobre roca caliza. El punto más alto de este cordón litoral está a 3 m sobre el nivel del mar. En los perfiles geológicos del lugar donde se excavó el canal de comunicación al mar, presentados en la Fig. 106, puede apreciarse la conformación del terreno mencionada.

El sitio que actualmente ocupa la dársena era un área de ciénaga que después de la abertura del canal y del dragado tiene un tirante de agua de 2.0 a 2.8 m, y un estrato de arena de 0.4 a 0.8 m de espesor que descansa sobre la roca caliza, como puede observarse en las curvas de nivel del canal y de la dársena que se muestran en la Fig. 105. Se observan depósitos con abundante cantidad de conchas y arena cementados (Fig. 107) que en general descansan sobre el fondo rocoso y algunas veces están intercalados en la arena.

Los bordes de la dársena tienen taludes cubiertos con dos capas de fragmentos de roca de más de 100 kg de peso que en los tramos de muelles tienen una relación 1.5:1.

Las franjas exteriores de los muelles son estructuras de concreto cimentados con pilotes precolados desplantados en la roca (Fig. 109), excavando primero la arena con fundas de acero y perforándola a 1.5 m de profundidad (Fig. 108). Las franjas interiores están formadas por material de relleno.

Tanto en el canal, como en la dársena se llevó a cabo una serie de sondeos que determinaron una profundidad del horizonte superior de la roca caliza

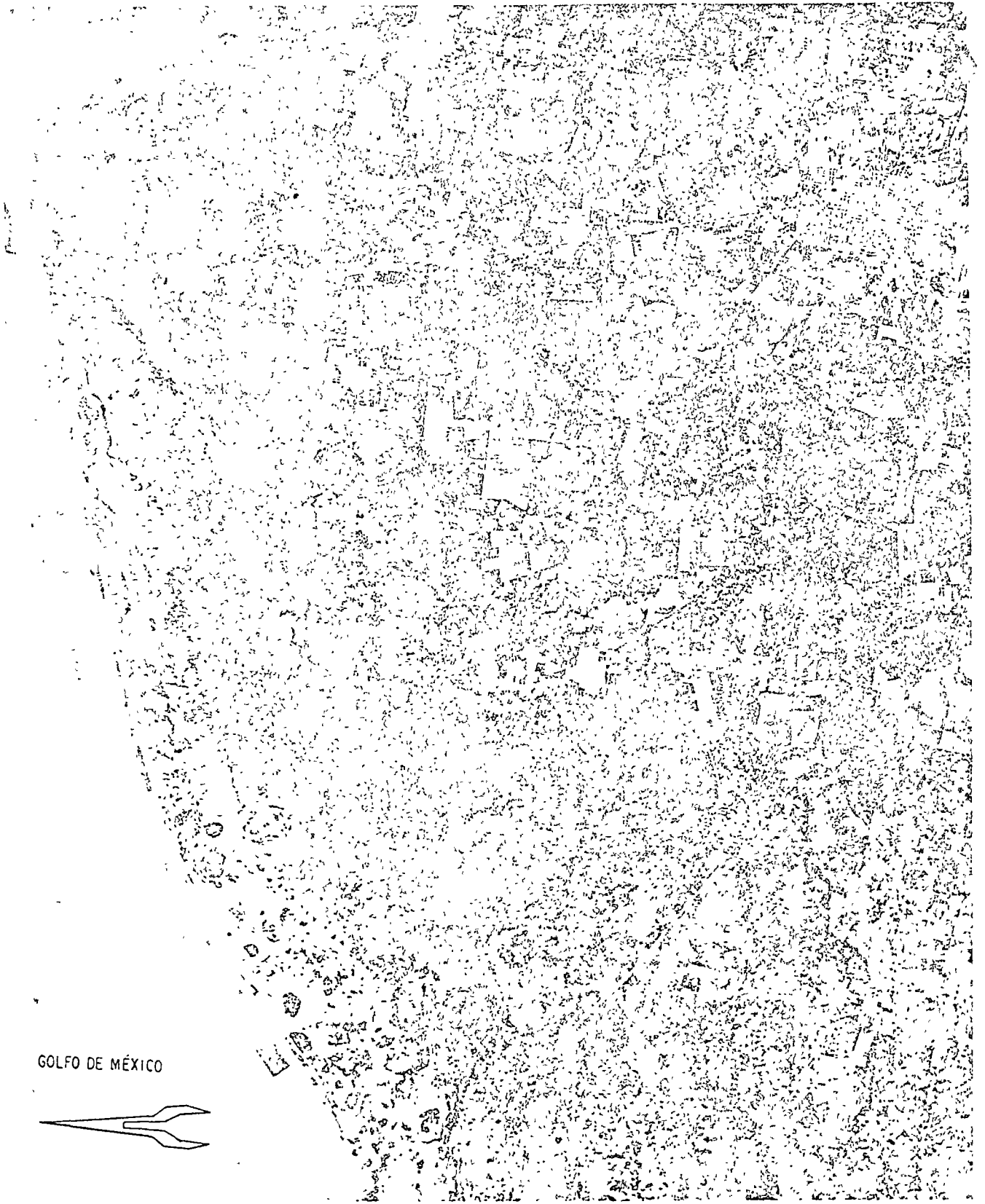


Fig. 101. Fotografía aérea de la costa norte de Yucatán, tramo de Sisal a Progreso.

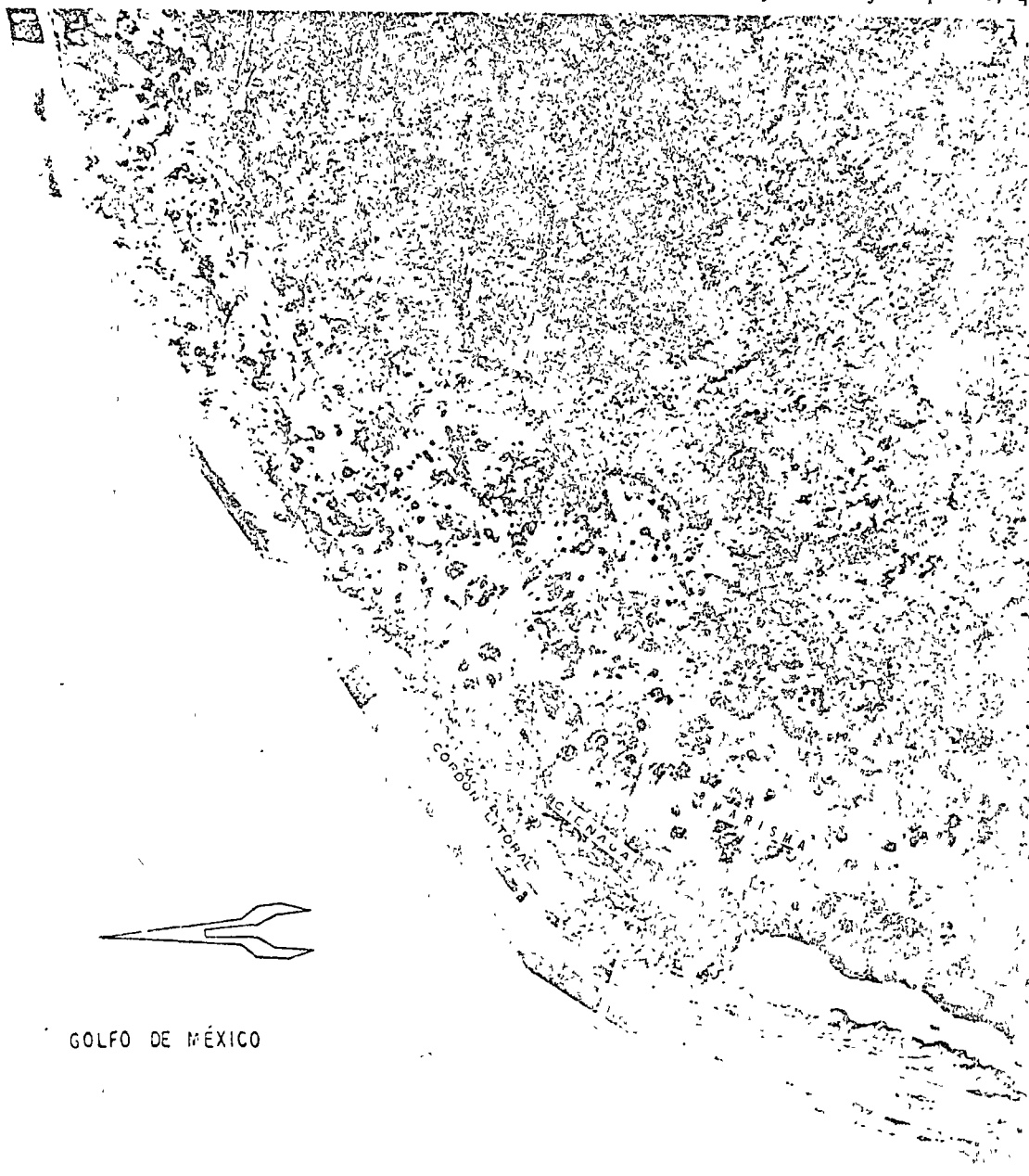
entre 2.8 y 3.6 m bajo el nivel de marea baja media en sicigias. La recuperación de núcleos varió entre 65 y 97%. También se hicieron sondeos de penetración estándar en diferentes sitios. En la Fig. 110 se presentan dos sondeos que indican la irregular compactación de los suelos arenosos.

Al abrirse el canal de acceso quedó cortada la carretera costera entre los puertos de Progreso y Chelém. La comunicación entre estos puertos se realiza por un tramo de camino que une la carretera Progreso-Mérida con la carretera costera a Chelém. Este tramo de carretera pasa a través de los terre-

nos de la ciénaga al sur del cordón principal de Yucalpetén.

Este camino está construido sobre suelos arenosos y limosos no cohesivos, generalmente en estado suelto, propios del fondo de la ciénaga, presentando buen comportamiento a la feneá (Fig. 111).

Para dar comunicación hidráulica a la ciénaga dividida por el camino, se construyó un puente cuya cimentación es continua y se apoya superficialmente en la roca. La variación de las mareas provoca en el agua velocidades muy altas bajo el puente, que a la



GOLFO DE MÉXICO

Fig. 102. Fotografía aérea de la costa noroeste de Yucatán, tramo del estero de Celestún a Sisal.

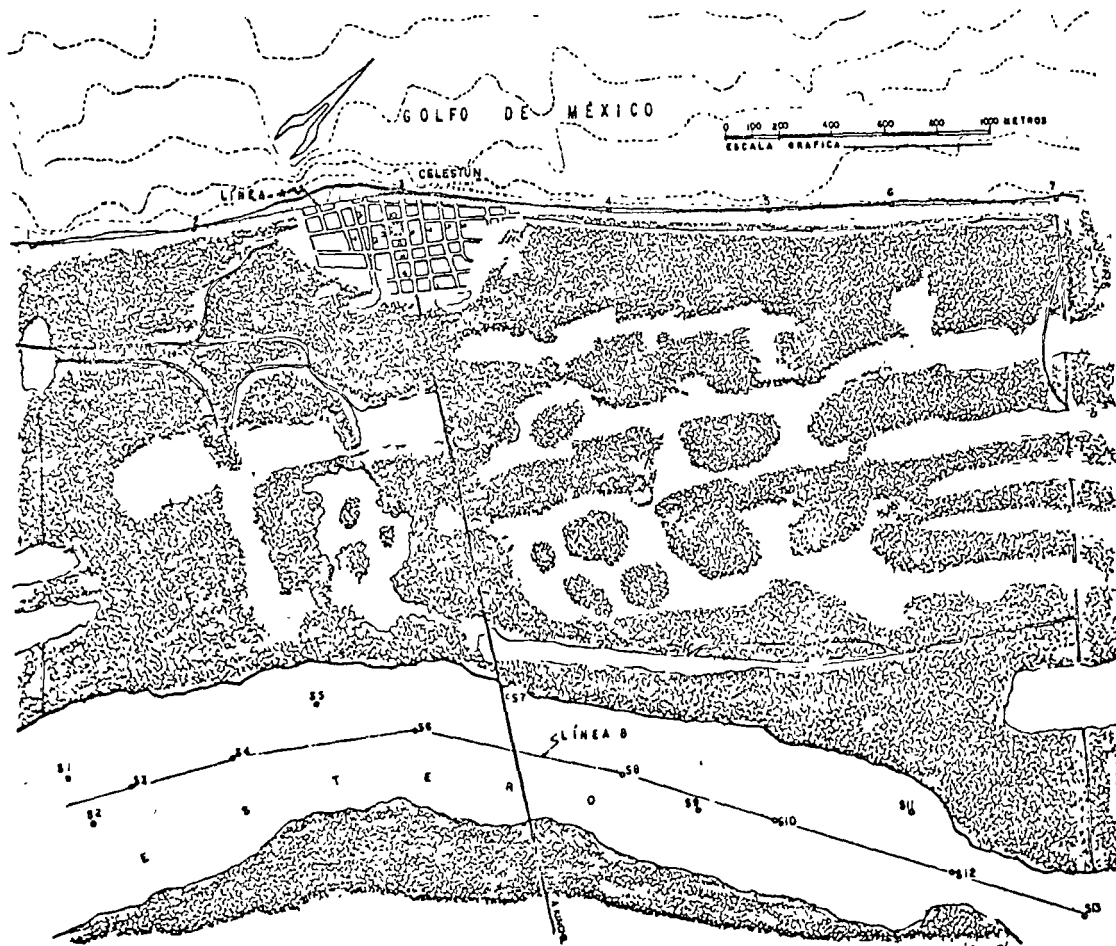


Fig. 103. Plano de Celestún y localización de sondeos.

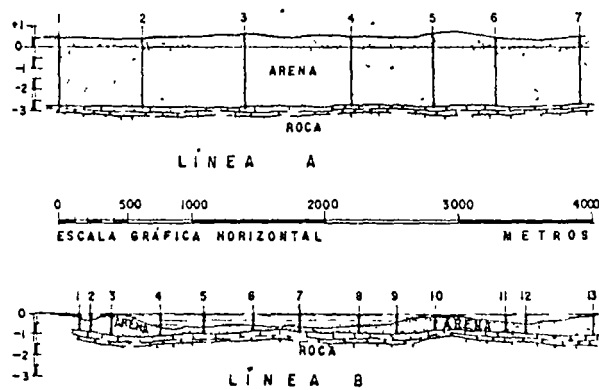


Fig. 104. Perfiles del subsuelo en la playa y en la ciénaga



fecha no ha ocasionado fallas por socavación, aunque se observa un ligero efecto erosivo en la subestructura (Fig. 112)

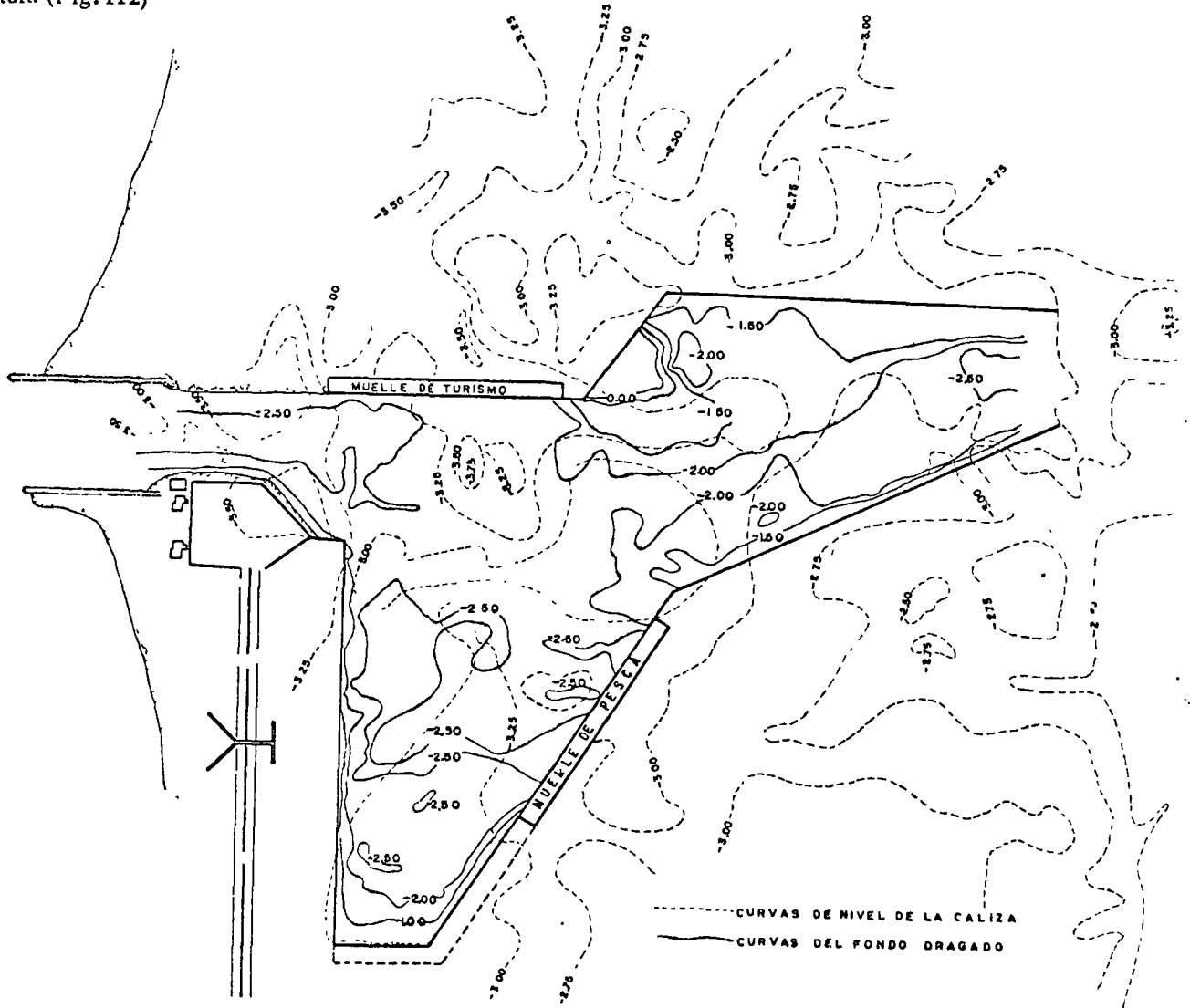
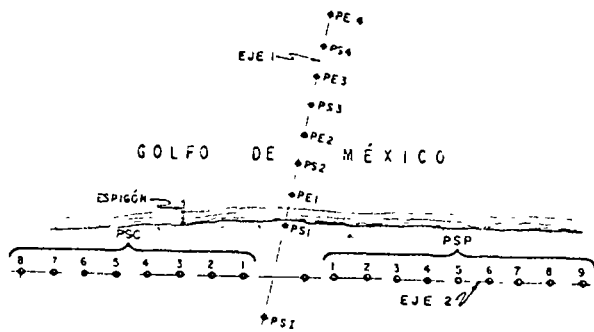
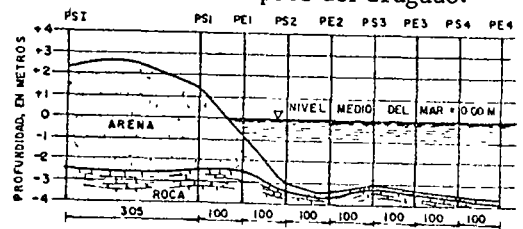


Fig. 105. Curvas de nivel de la roca caliza y del fondo arenoso después del dragado.

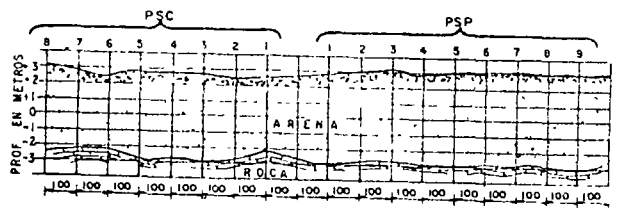


(a) LOCALIZACIÓN DE SONDEOS EN PLANTA

Fig. 106. Localización de sondeos y perfil del subsuelo en el sitio del canal de comunicación al puerto de abrigo de Yukalpetén.



(b) PERFIL GEOLÓGICO EN EL EJE 1



(c) PERFIL GEOLÓGICO EN EL EJE 2

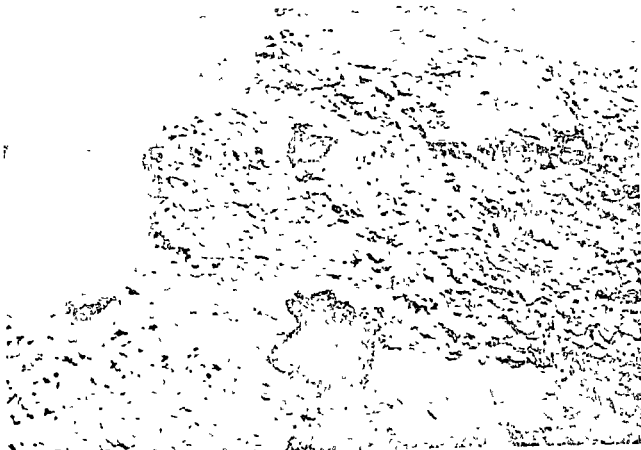


Fig. 107. Capa de conchas y arena cementada (coquina, denominada en el lugar conchuela).

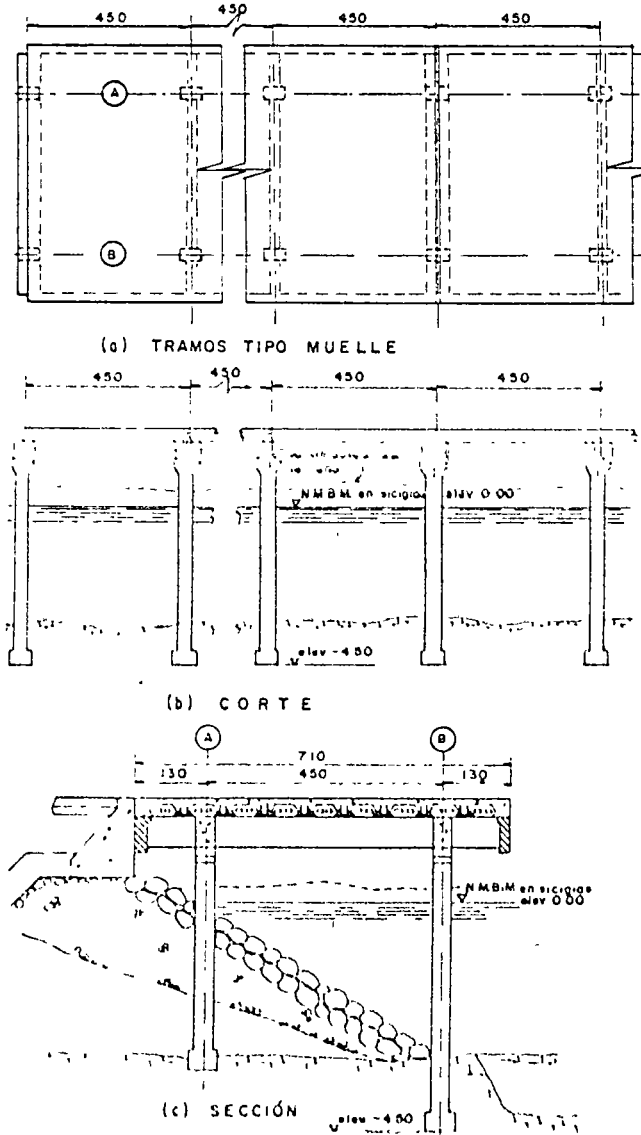


Fig. 108. Detalle de la cimentación de los muelles

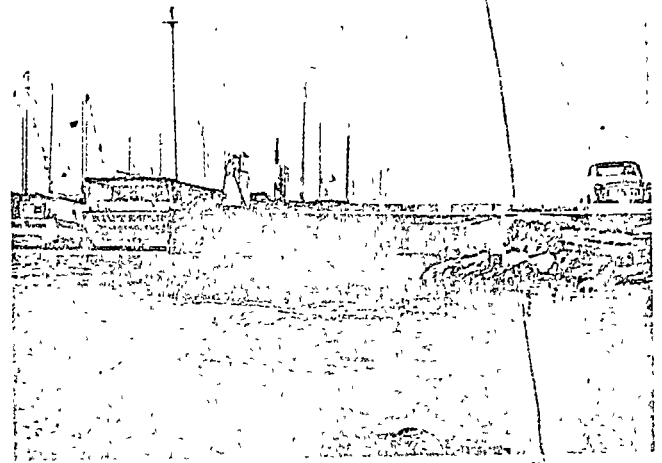


Fig. 109. Franja exterior de los muelles cementados sobre pilotes.

SONDEO E1					SONDEO S4									
ELEVACIÓN EN METROS	CLASIFICACIÓN	PERFIL	Nº DE GOLPES EN PENETRACIÓN ESTANDAR				CLASIFICACIÓN	PERFIL	Nº DE GOLPES EN PENETRACIÓN ESTANDAR					
			10	20	30	40			50	10	20	30	40	50
0	ARENA CAFE CLARA MEDIANA CON CONCHUELA					0	LIMO CON MATERIAL ORGANICO Y CONCHUELA							
1	ARENA CAFE CLARA MEDIANA CON CONCHUELA					1	LIMO BLANCO, MATERIAL ORGANICO Y CONCHUELA							
2	ARENA CAFE CLARA MEDIANA CON CONCHUELA					2	ARENA FINA CLARA, MATERIAL ORGANICO LIMOSO							
3	ARENA CAFE CLARA MEDIANA CON CONCHUELA						ARENA Y CONCHUELA							
-1	CONCHUELA Y ARCILLA ARENOSA													
-2	SE LAVÓ													

Fig. 110. Sondeos de penetración estándar.



Fig. 111. Camino a Chelém que cruza la ciénaga.

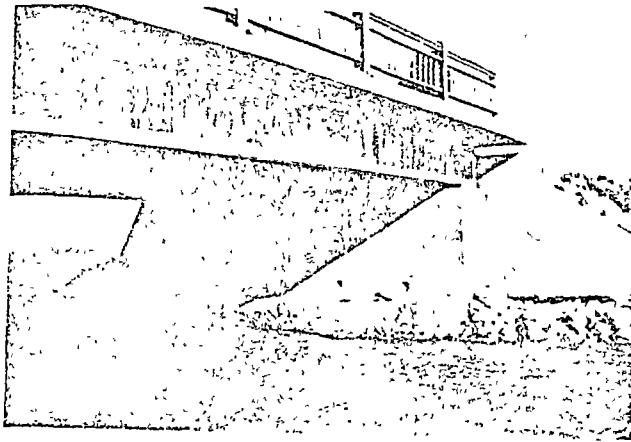


Fig. 112. Puente en el camino a Chelém.

### 5.3 Progreso

Sobre la formación caliza yacen depósitos arenosos marinos que constituyen el cordón litoral, en el que se localiza Progreso, el puerto de abrigo de Yucalpetén y algunas otras poblaciones, separado de tierra firme por una ciénaga o laguna costera. La arena alcanza espesores del orden de 3 m, reduciéndose mar adentro, llegando a desaparecer a unos 500 m de la costa.

El fondo marino en esta zona es sensiblemente plano y es poco profundo hasta unas 10 millas náuticas de la costa, donde el tirante de agua es de aproximadamente 12 m.

Las construcciones de mayor peso en general se apoyan en la caliza, como es el muelle fiscal (Fig. 113) que utiliza pilas de sección circular y elíptica, y el tanque elevado (Fig. 114) que sirve de abastecimiento de agua para la población, cimentado en zapatas de concreto. El primero fue construido hace más de 30 años; su estructura es sólida y exhibe buen comportamiento. Las pilas están espaciadas en dirección longitudinal aproximadamente cada 7 m. En su extremo, a 500 m de la playa, el tirante de agua es de unos 5 m y no existe arena.

El nivel del mar varía entre - 0.08 y + 1.15 m, respecto al nivel de marea baja media en sicigias.

Las construcciones de menor peso se apoyan directamente en la arena. Apparently no se observa mal comportamiento de las cimentaciones ya que en general son muy ligeras y no exceden de dos pilas, sin embargo, se tiene noticia de pequeñas construcciones que han sufrido asentamientos diferenciales bajo condiciones muy locales, como las inducidas por vibración y reacomodo de las partículas de arena.

Una parte de los muros del malecón de Progreso está apoyada sobre pilotes cortos o estacones de madera, de 25 cm de diámetro, hasta la roca caliza,

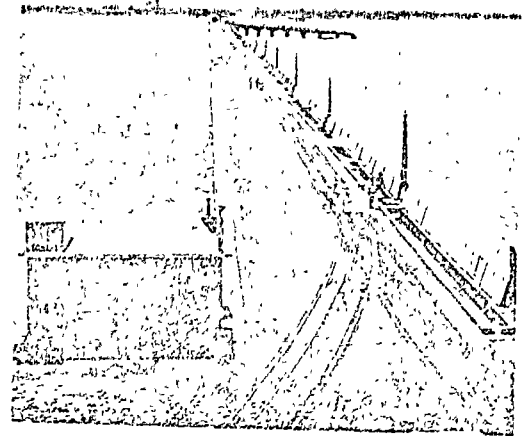


Fig. 113. Muelle fiscal de Progreso, Yuc.; vista hacia tierra.

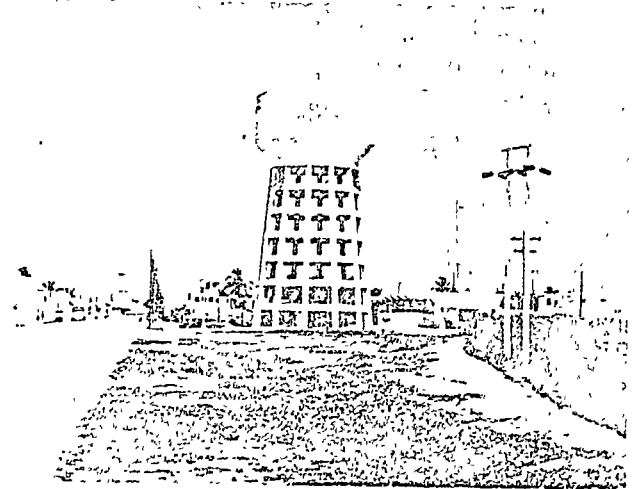


Fig. 114. Tanque elevado en Progreso, Yuc., apoyado en la roca.

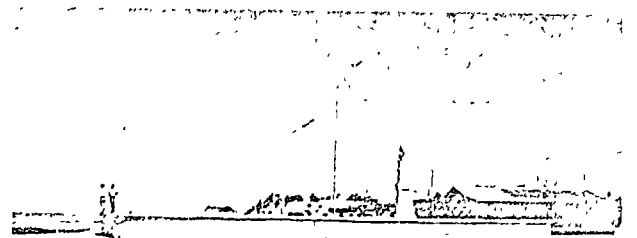


Fig. 115. Muro de contención cimentado sobre pilotes de madera, Progreso, Yuc.

en dos hileras, con espaciamentos en ambas direcciones principales de 1 m. La Fig. 115 muestra parte del muro de protección contra la acción erosiva del mar. El área circunscrita por el muro de forma anular, ocupada por una glorieta, está rellena de arena; su comportamiento en general ha sido satisfactorio.

El tramo del camino Mérida-Progreso, que cruza la ciénaga, ha presentado buen comportamiento. El terraplén está construido sobre sedimentos constituidos por suelos arenosos y limosos no cohesivos, generalmente sueltos, cuyo espesor se desconoce, pero se estima que es del orden de 3 m.

#### 5.4 Telchac Puerto

En este sitio se hicieron exploraciones para la cimentación de un muelle (Fig. 116). La exploración consistió en 16 sondeos espaciados cada 50 m, cuya finalidad fue determinar el espesor de arena y profundidad de la roca.

La planta de ubicación de los sondeos y el corte estratigráfico construido a lo largo del eje de los mismos se presentan en la Fig. 117. El espesor de arena varía entre 0.5 y 2.0 m sobre el fondo de roca, siendo el medio de 1.4 m.

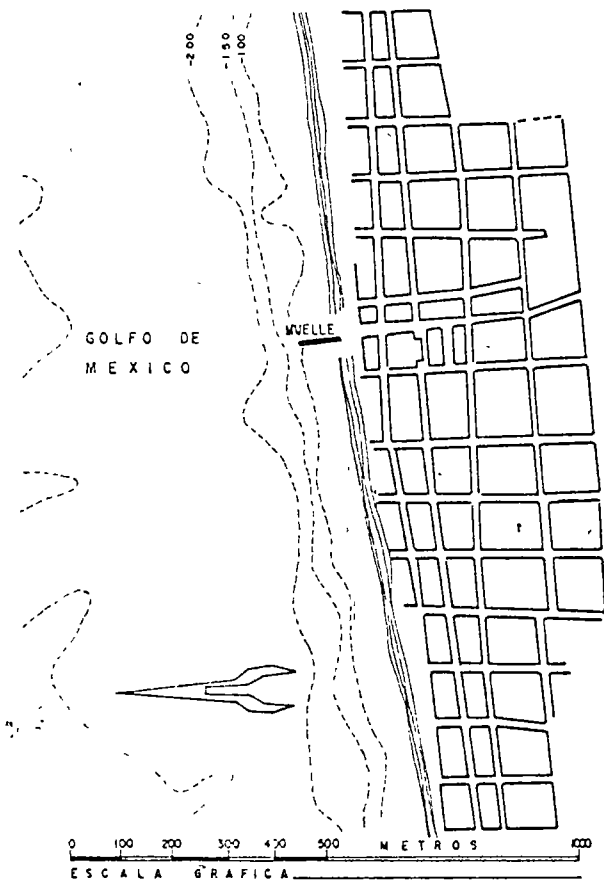


Fig. 116. Planta de Telchac Puerto y localización del muelle.

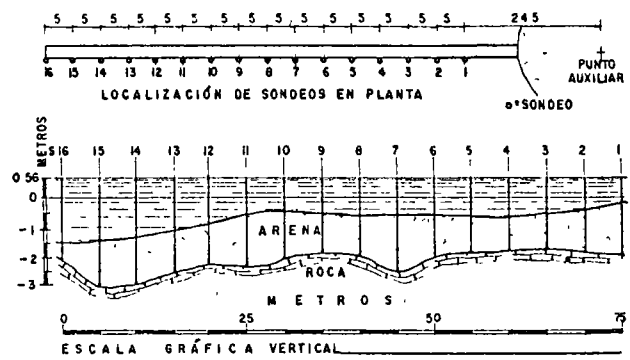


Fig. 117. Perfil del subsuelo bajo la línea de sondeos del muelle de Telchac Puerto.

#### 5.5 Dzilám de Bravo

En el extremo oriente de esta población se efectuaron exploraciones del subsuelo en la playa y en el mar, en los 16 puntos marcados en la Fig. 118, con objeto de estudiar la cimentación de obras marítimas. Los sondeos se hicieron con chiflón de agua.

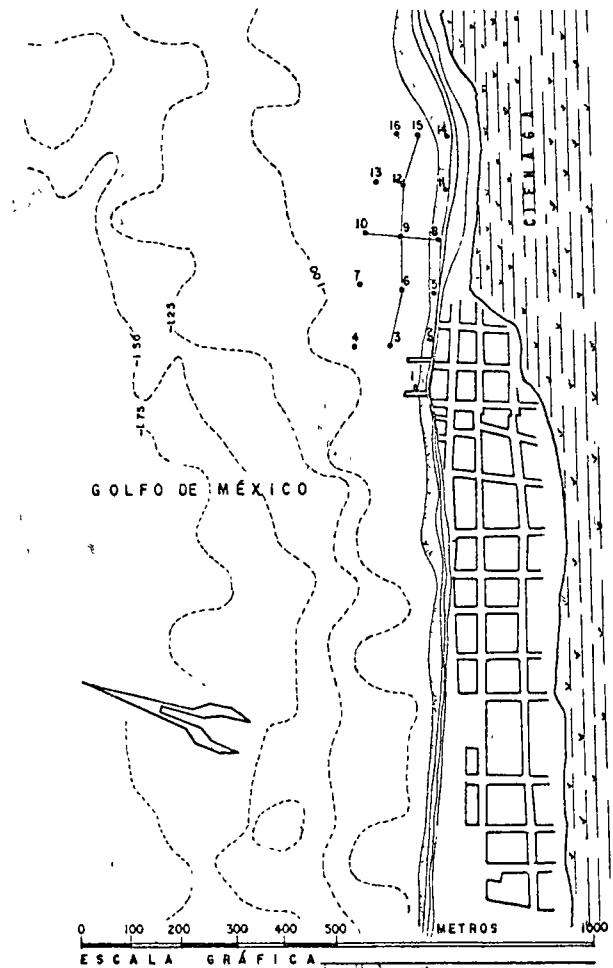


Fig. 118. Localización de sondeos en Dzilám de Bravo

Los resultados se muestran en los perfiles presentados en la Fig. 119, obteniendo que el fondo marino está formado por una capa muy delgada de arena hasta de 0.5 m de espesor, que cubre a la roca caliza. A partir de la cota -1 m mar adentro, el fondo es rocoso y sólo está cubierto por una capa de sedimentos de 0.1 m.

Puede notarse en la Fig. 118 que la anchura del cordón litoral en la población es de 250 m en promedio, reduciéndose a 60 m hacia el Este.

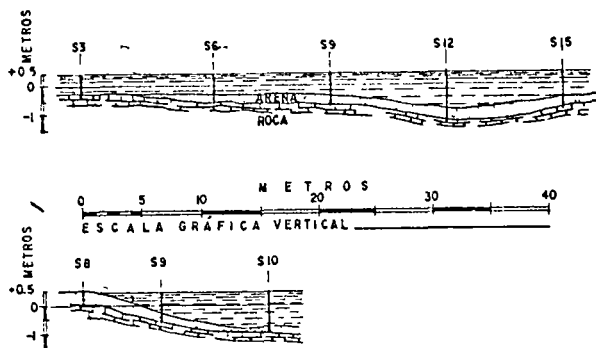


Fig. 119. Perfiles del subsuelo en Dzilám de Bravo.

### 5.6 Río Lagartos

La población de Río Lagartos se encuentra a unos 8 km de la boca del estero. Con el fin de acortar el recorrido de las pequeñas embarcaciones pesqueras hacia el mar, se proyectó un canal en el sitio indicado en la Fig. 120, cortando el cordón litoral.

Para determinar las características del terreno se hicieron ocho sondeos en los puntos marcados en la Fig. 120. El perfil estratigráfico que se obtuvo se presenta en la Fig. 121. En general está constituido por un depósito de arena con una capa intercalada, muy delgada, del mismo material pero con gran cantidad de conchas, conchuela. El espesor de arena en el cordón litoral es de 3 m y en el estero el promedio es de 2.2 m. Como en otros sitios de la costa, bajo estos depósitos existe la roca caliza. El tirante máximo de agua medido en el punto S8 fue de 0.4 m.

En la fotografía aérea tomada del mar hacia tierra firme que se ofrece en la Fig. 122 se aprecia el canal abierto en el cordón litoral y el estero. La Fig. 123 muestra una vista panorámica hacia el mar de la población de Río Lagartos, en la que puede verse su emplazamiento en el estero y el área de mansma del lado de tierra firme.

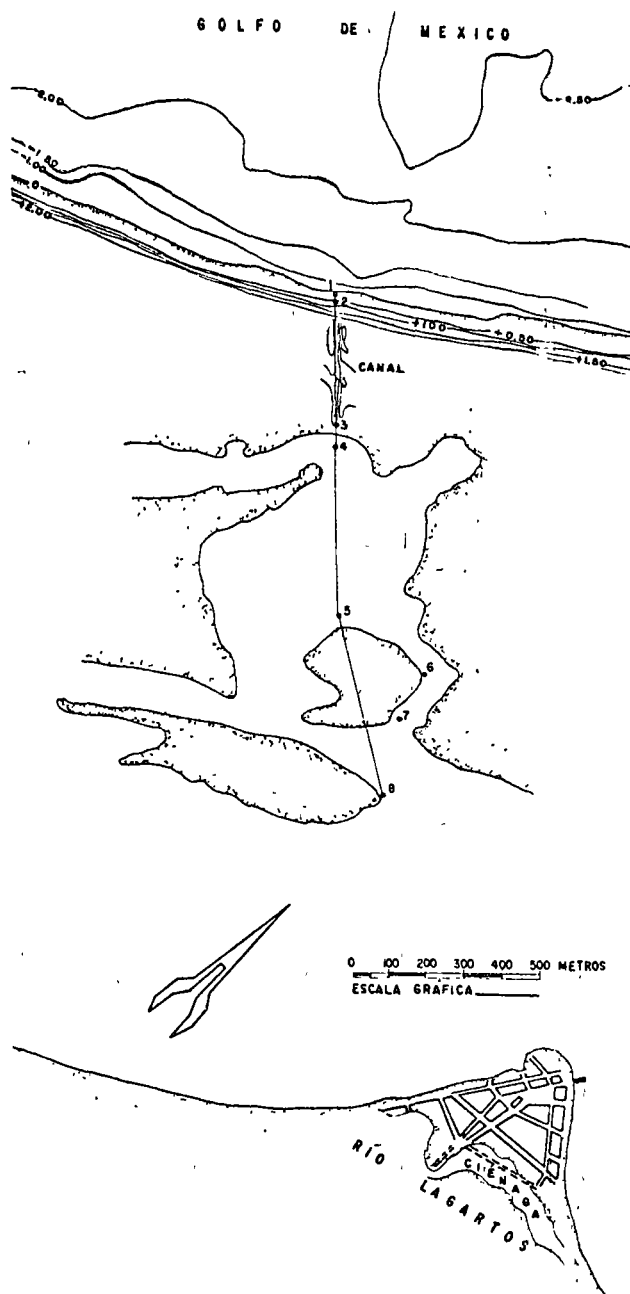


Fig. 120. Localización de sondeos para el proyecto de un canal en Río Lagartos.

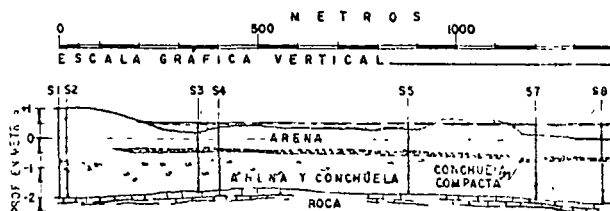


Fig. 121. Perfil del subsuelo a lo largo del canal de comunicación con Río Lagartos.



Fig. 122. Canal visto desde el mar.

### 5.7 Conclusiones

Los datos con que se cuenta del subsuelo en el litoral del Estado de Yucatán son escasos y proceden en su mayoría de sondeos preliminares que únicamente llegaron al horizonte superior de la roca caliza. Sin embargo, es posible concluir que la estratigrafía superficial es semejante en los seis sitios presentados en este capítulo, los cuales están distribuidos con cierta uniformidad a lo largo del litoral y permiten establecer conclusiones generales.

Los depósitos superficiales del cordón litoral son recientes, con espesor hasta de unos 3 m y se identifican como arenas calcáreas que yacen sobre la formación caliza. En ellos pueden encontrarse capas de conchuela bien definidas, generalmente cementada y en estado muy compacto. En las ciénagas también existen sedimentos arenosos con cantidades variables de suelos finos, por lo común limos no cohesivos, que también cubren la caliza. La compactidad de los suelos arenosos tanto del cordón litoral como de las ciénagas es irregular, pudiendo variar de muy suelta a muy compacta, como ocurre en los dos sondeos de penetración estándar efectuados en una misma localidad, reportados en el inciso 5.2. En el fondo marino, el espesor de los sedimentos es reducido y prácticamente aflora la roca caliza que se extiende en forma muy amplia y a poca profundidad bajo el nivel del mar, para formar el Banco de Campeche como una prolongación de la Península.



Fig. 123. Población de Río Lagartos, estero y cordón litoral, vistos hacia el mar.

Aunque no se cuenta con sondeos profundos que confirmen la existencia o no de cavidades y conductos de disolución u otras irregularidades de la roca, puede afirmarse que los efectos cárlicos son importantes, según se deduce de las características de la formación, notorias a simple vista, en fotos aéreas y por otros hechos como son el gran número de manantiales de agua dulce que afloran en la costa y en el fondo marino, a través de conductos de disolución. Por otra parte, los escasos sondeos cercanos a la costa acusan la estructura secundaria de la roca debida a la carsicidad.

Se desconoce por falta de datos el espesor y propiedades de la caliza, así como la existencia o no de materiales no consolidados como sahcah. Es probable que ese espesor sea reducido como ocurre en algunos sitios cercanos a la costa.

Las estructuras de mayor importancia se han desplazado en el horizonte superior de la roca, y las más ligeras directamente en los depósitos de arena, mostrando a la fecha ambos casos buen comportamiento.

Se considera importante hacer hincapié en que lo anterior no debe de ser motivo de tranquilidad para el ingeniero en futuras aplicaciones, pues las prácticas hasta ahora seguidas en cimentaciones de estructuras pesadas pueden ofrecer riesgos de consecuencias graves, si se confía en que la roca es sana y homogénea.

## 6. CAMPECHE, CAMP.

La información en la que se basa este capítulo procede de datos recopilados en visitas realizadas al lugar y en estudios del subsuelo efectuados para diferentes obras. Aunque la información obtenida es escasa, proporciona una idea general de las condiciones del subsuelo de la Ciudad de Campeche.

La Fig. 124 es una fotografía aérea de la ciudad y áreas suburbanas, incluyendo la población de Lerma situada 6.5 km al suroeste de la primera.

En el plano de la ciudad (Fig. 125) se marcan los sitios donde se han realizado los estudios que se presentan más adelante.

### 6.1 Zonificación del subsuelo

Cuatro tipos principales de rocas y suelos cubren la superficie del terreno en la ciudad y áreas suburbanas, a saber, roca caliza, rellenos artificiales en el Nuevo Campeche, sahcab y "acalché"\*. La zonificación de las áreas que cada uno abarca no es posible definirla con certeza debido a la falta de datos. Sin embargo, puede anotarse el hecho de que dicha zonificación se distribuye irregularmente, por ejemplo, siguiendo direcciones paralelas a la costa, se observa roca, depósitos de sahcab y de acalché, alternados entre sí. Se hace excepción de la zona de rellenos que está bien enmarcada en el área ganada al mar (Fig. 125).

La estratigrafía, propiedades y características generales de las cimentaciones en cada una de las zonas, se tratan en las siguientes líneas.

#### 6.1.1 Zona rocosa

La zona de roca caliza abarca el centro de la ciudad, extendiéndose al Oeste hasta llegar a las zonas de acalché de las colonias Prado y Burócratas, para aflorar de nuevo en la Ciudad Universitaria. Hacia el Este, las cimentaciones se desplantan también sobre la roca que se encuentra a poca profundidad, pero a partir de la colonia Santa Ana vuelve a encontrarse el acalché que se extiende hacia el Sureste.

En la colonia Prado existe sobre la roca una capa de tierra roja (cancab) cuyo espesor varía entre 0.8 y 2.8 m y parece ser una zona de transición entre el acalché y los cerros. El cancab puede constituir una quinta zona; no se cuenta con datos de sus propiedades.

La caliza en general aflora en el fondo marino, como ocurría originalmente en los terrenos hoy ocupados por el Nuevo Campeche; su espesor es reducido y yace sobre arcillas marinas.

\* nombre típico que se da en la región a un suelo arcilloso, cuyas características se describen en el inciso 6.1.4.

En los sitios donde aflora la roca o está muy cerca de la superficie, una de las prácticas usuales es desplantar los cimientos sobre su horizonte superior, diseñados con presiones de contacto del orden de 100 ton/m<sup>2</sup>. Este valor es empírico, ya que no se ha determinado a partir de estudios o pruebas hechas con tal propósito. El manto rocoso está cubierto por una capa de suelo vegetal con espesor que varía de cero a 60 cm.

Si bien es cierto que no se tuvo información confiable sobre la existencia de cavidades naturales, esto no significa que deba desecharse la posibilidad de su existencia, en particular en los sitios donde aflora la caliza y el sahcab, debido a las características cársicas de la región.

#### 6.1.2 Zona de rellenos

En el sitio 1 representado en la Fig. 125, ubicado en el área ganada al mar, se hicieron estudios para la cimentación de unos edificios de oficinas de dos y tres pisos. La exploración consistió en 12 sondeos y 6 pozos a cielo abierto, distribuidos según la Fig. 126.

En la Fig. 127 se presentó el perfil estratigráfico y el contenido de agua natural de suelos correspondientes al sondeo E4 de penetración estándar. El subsuelo está constituido en los primeros 2.5 m por rellenos artificiales de sahcab, colocados sobre la capa delgada de roca caliza que se extiende en el fondo marino, debajo de la cual existen suelos limosos de compacidad variable, debido al grado de cementación también variable; el contenido de agua está comprendido entre 14 y 25%; el peso volumétrico y relación de vacíos tienen valores de 2.28 ton/m<sup>3</sup> y 0.41, respectivamente. De pruebas triaxiales realizadas en muestras de sahcab, se determinaron dos juegos de valores de la cohesión aparente y del ángulo de fricción interna, siendo 0.35 y 0.55 kg/cm<sup>2</sup> para la primera y 23.5° y 27.5° para el segundo.

A partir de 8.5 m de profundidad, el subsuelo se identificó como arcilla marina con carbonato de calcio, de consistencia firme a dura. La resistencia a la compresión no confinada y el peso volumétrico tienen valores que oscilan entre 7.5 y 14.5 kg/cm<sup>2</sup> y entre 1.88 y 2.00 ton/m<sup>3</sup>, respectivamente. Llama la atención el hecho de que la sensibilidad de la arcilla presentó valores menores que 1 (0.54 a 0.99).

Los valores anteriores de propiedades mecánicas e índice, exceptuando el contenido de agua, se proporcionan sólo con el objeto de dar una idea de órdenes de magnitud, ya que se obtuvieron del ensayo de probetas con alto grado de remoldeo dados los procedimientos de muestreo empleados.

El comportamiento de las cimentaciones de edificios localizados en la zona ganada al mar, desplantados bajo los rellenos, es satisfactorio, incluyendo aquéllos que transmiten descargas altas al subsuelo

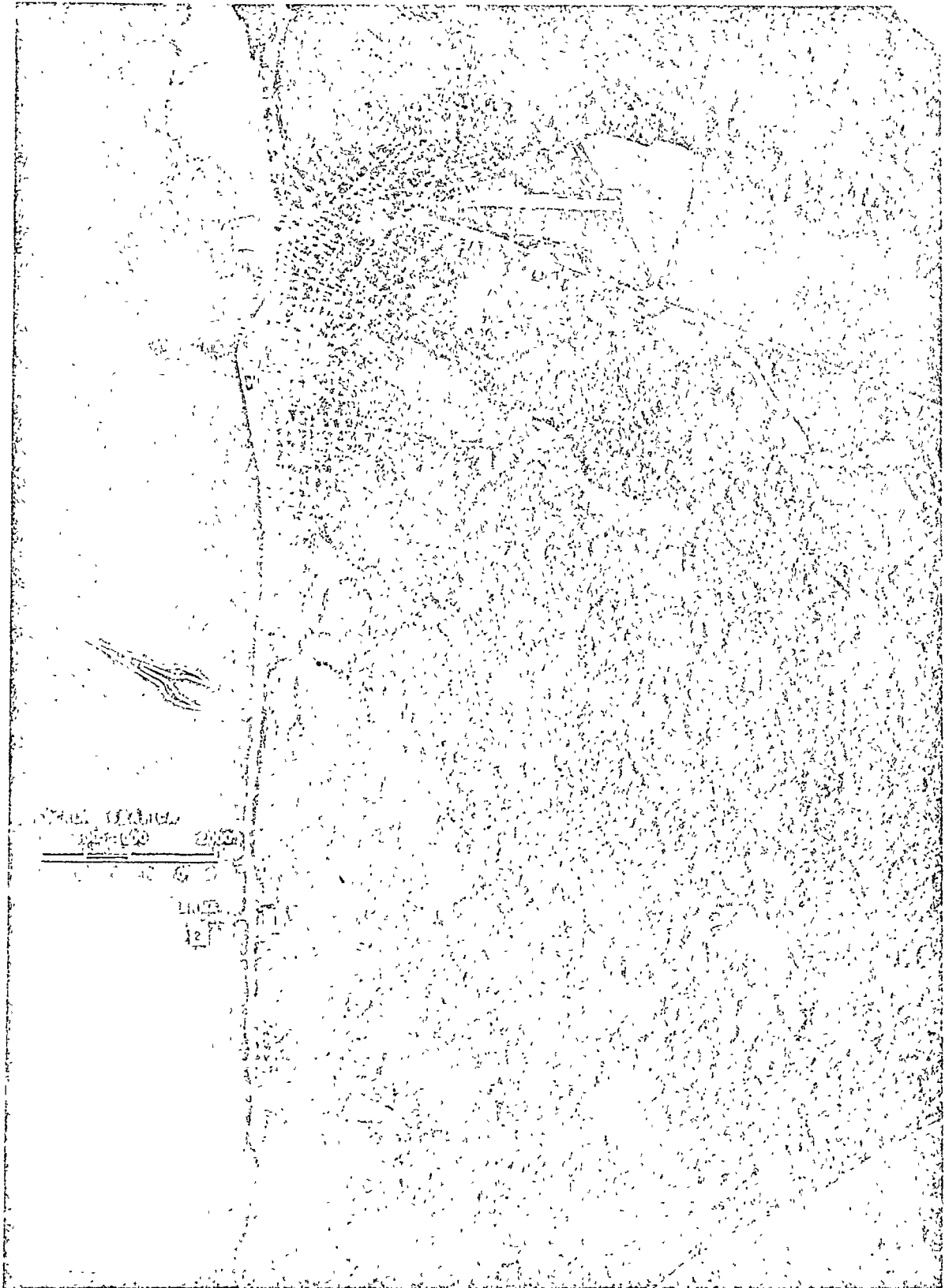


Fig. 124 . Fotografía aérea de la Ciudad de Campeche y de la población de Lerma.



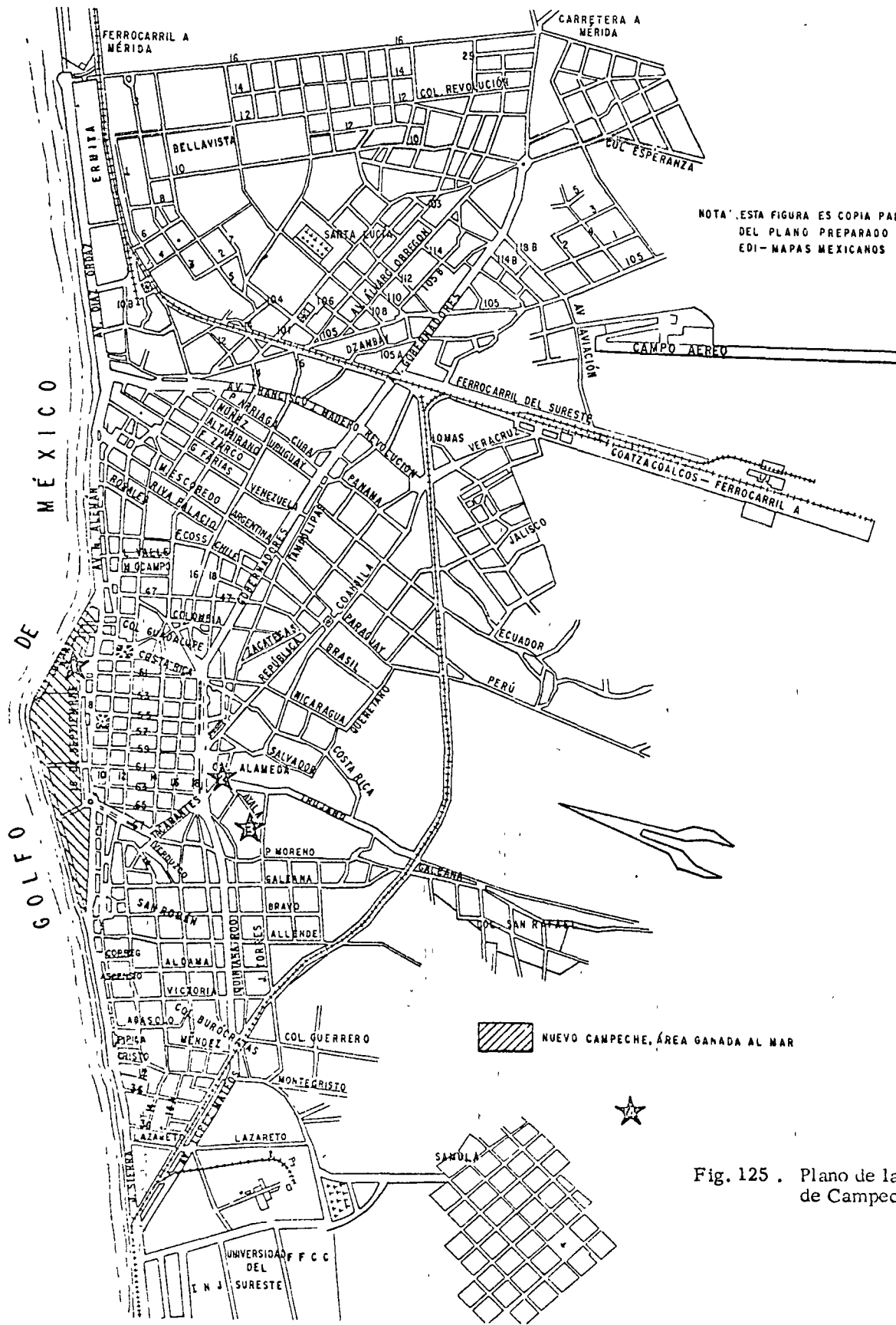


Fig. 125 . Plano de la Ciudad de Campeche.

a través de columnas, como los mostrados en las Figs.128 y 129. Los rellenos de esta zona fueron colocados a volteo, siendo su estado, por lo que el comportamiento de los mismos no es satisfactorio, tal como lo demuestran asentamientos ocurridos en pisos apoyados directamente sobre ellos (Fig. 130 ).

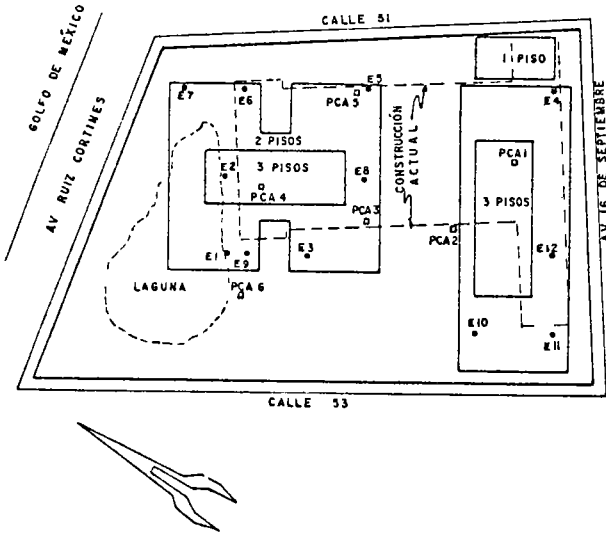


Fig. 126. Localización de sondes y pozos en el sitio 1.

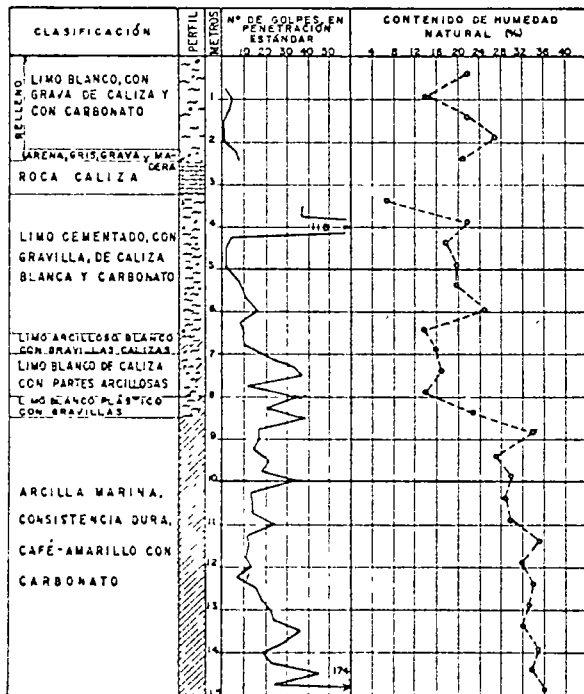


Fig.127 . Perfil estratigráfico y propiedades en el sondeo E4 del sitio 1.

Es frecuente que en la parte del terreno ganada

al mar (Campeche Nuevo), las cimentaciones consisten en zapatas aisladas desplantadas sobre un bloque de concreto ciclópeo que tiene asiento sobre la roca caliza (Fig. 131).

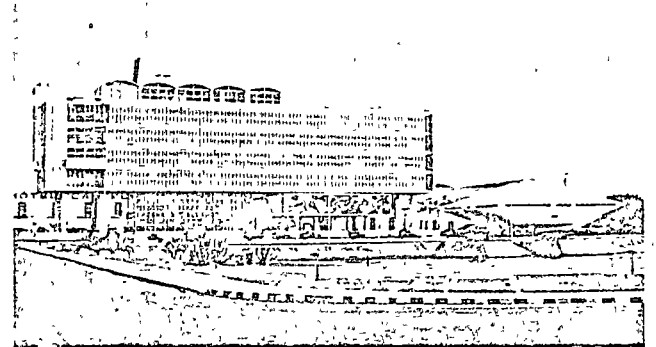


Fig.128 . Edificio de Gobierno en la zona de rellenos.

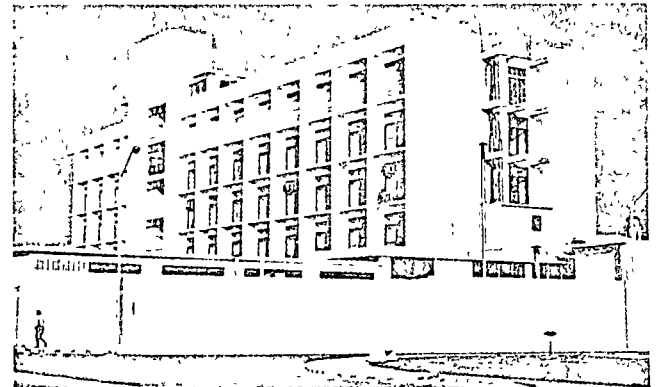


Fig.129 . Edificio de cinco pisos en la zona de rellenos.



Fig.130 . Asentamientos de un piso colocado directamente sobre los rellenos sueltos.

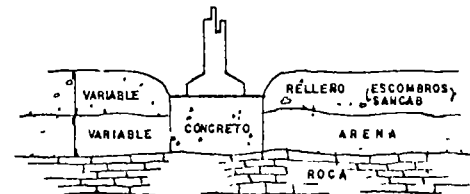


Fig. 131 . Esquema de un cimiento usual en la zona de rellenos.

### 6.1.3 Zona de sahcab

En la ciudad, los datos de propiedades con que se cuenta de depósitos de sahcab, son los correspondientes al sitio 2 que se describen en este inciso, y los de las muestras del pozo PCA-3 del sitio 4, presentados en el inciso 6.1.4. Otros datos son los que se refieren al estrato que subyace a la caliza en el sondeo E4 del sitio 1, resumidos en el inciso 6.1.2.

En el sitio 2 (Fig. 125) se construye un hospital, integrado por los edificios indicados en la Fig. 132. Las columnas más solicitadas del edificio de mayor altura transmitirán a la cimentación descargas de 224 ton, y la del cuerpo de un piso, 34 ton. En el primero, la separación entre columnas es de 7.2 m en la dirección longitudinal y 5.5 m en la transversal.

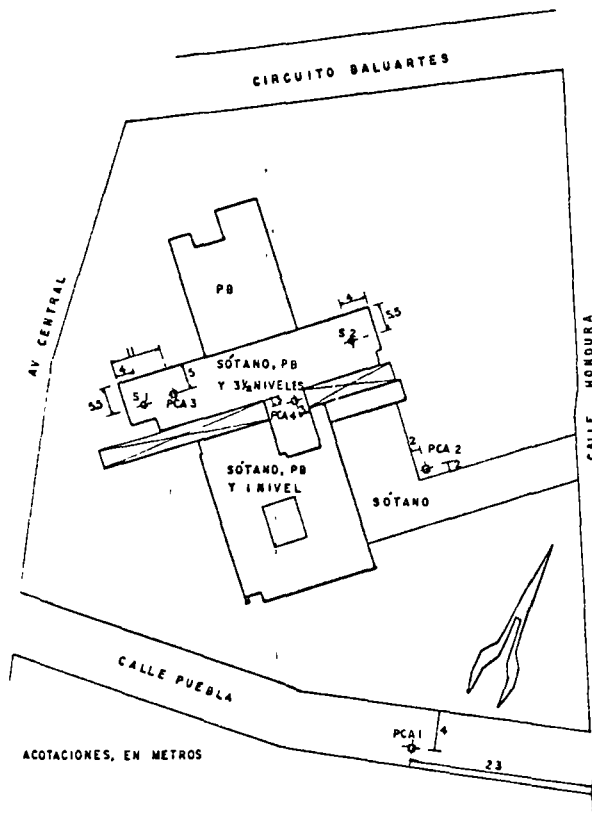


Fig. 132. Planta del hospital y localización de pozos de exploración.

La cimentación de los edificios está proyectada con zapatas aisladas para una capacidad de carga admisible de 14 ton/m<sup>2</sup>, calculada a partir de los resultados de un estudio preliminar del subsuelo. En el área de sótanos el terreno está excavado hasta su piso (3.75 m de profundidad); el desplante de las zapatas se hará 1.5 m bajo este piso.

La exploración preliminar consistió en cuatro pozos (PCA-1 a PCA-4) a cielo abierto indicados en la Fig. 132, los perfiles estratigráficos, contenido de agua y límites de consistencia se dan en la Fig.

referidos a la superficie original del terreno. La Fig. 134 muestra un corte de la excavación, en el que se aprecian los estratos que en seguida se describen.

Superficialmente hay una capa de suelo vegetal de 0.5 m de espesor; continúa una capa de arcilla roja de mediana plasticidad, de 1.2 m de espesor medio; en tercer orden, una capa de 0.8 m de roca cal cárea fragmentada, con intercalaciones de arena y limo; en la parte inferior existe sahcab con nódulos aislados y cementados. El nivel freático se encontró a 4.6 m de profundidad.

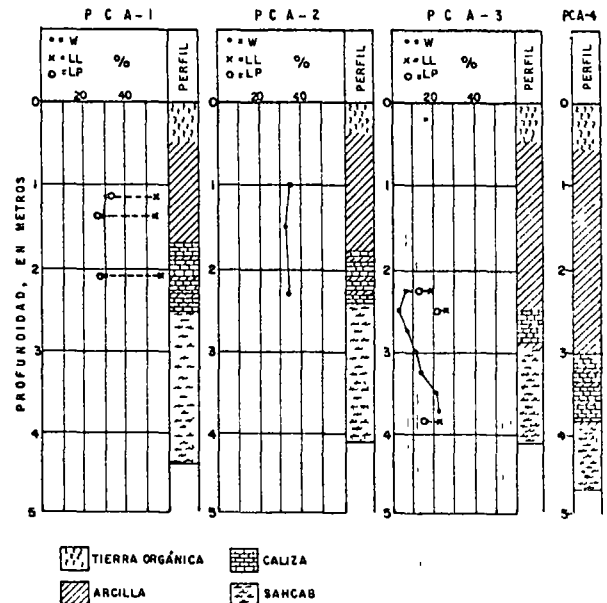


Fig. 133. Perfiles estratigráficos.



Fig. 134. Perfil del terreno en la excavación.

A partir de muestras cúbicas inalteradas se prepararon probetas para ensayarlas y determinar los parámetros de resistencia al corte en pruebas triaxiales consolidadas no drenadas, reportadas en la Fig. 135, y características de compresibilidad en pruebas de consolidación unidimensional; las curvas  $e$  vs.  $\log p$  están dibujadas en la Fig. 136.

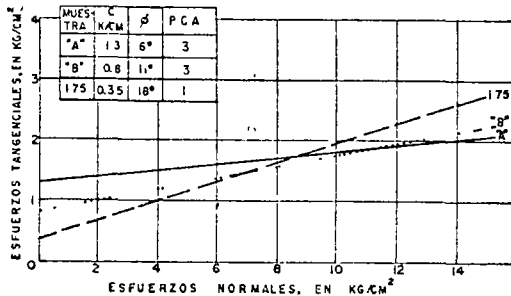


Fig. 135. Envolventes de Mohr.

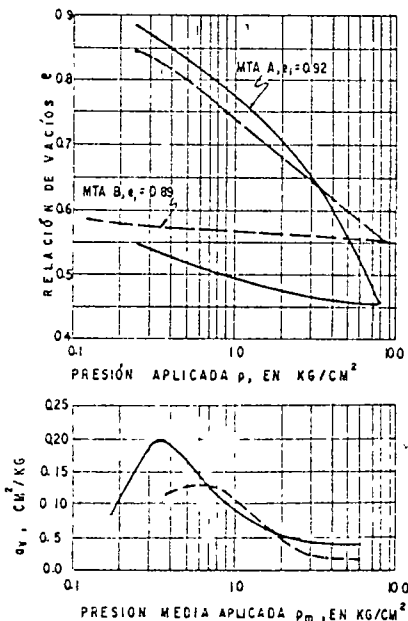


Fig. 136. Curvas  $e$  y  $a_v$  vs.  $\log p$

De los estudios petrográficos se concluye que la capa de roca calcárea se identifica como caliza fragmentada de color café claro, fosilífera, porosa, de dureza variable, con alto contenido de arena cretosa (muestras de 2.50 y 2.75 m de profundidad del PCA-3). El denominado sahcab se identifica como caliza cretosa, fosilífera, blanca y café claro, con fragmentos duros y frágiles y material arcilloso (muestras C y D del PCA-4). La composición granulométrica del sahcab es muy irregular, como se deduce de las curvas de la Fig. 137, por lo que es de esperarse que ocurra lo mismo con otras propiedades.

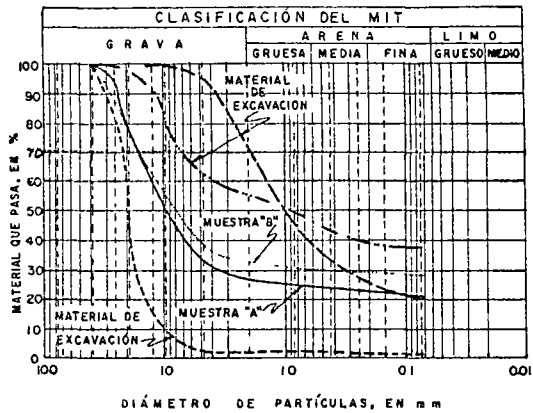


Fig. 137. Curvas granulométricas de muestras de sahcab.

El estudio preliminar se complementará con la investigación de estratos más profundos, mediante sondeos hechos con equipo de perforación, ya que bajo el piso excavado se observa que el sahcab sumergido es de menor resistencia al corte y mayor compresibilidad que en la parte superior.

En esta zona de sahcab hay cavidades subterráneas, como en la zona del Instituto Campechano, donde parece existir una cavidad artificial producto de la explotación de sahcab para utilizarlo en la construcción. También se tiene noticia de cavernas de este mismo tipo en los patios de algunos predios de la colonia Santa Ana. Actualmente, el sahcab para la construcción se obtiene de sahcaberas existentes en cerros como el de Chiná y otros.

De las exploraciones realizadas en el sitio 3 para la cimentación de un almacén, se determinó que el subsuelo, debajo de la capa de suelo vegetal de 0.4 m de espesor y hasta 3.0 m de profundidad, se identifica como sahcab, de aspecto consistente en la parte superior y pulverulento en la inferior. El nivel freático está 4.0 m bajo la superficie según medición hecha en un pozo cercano. En la parte posterior del predio existe una cavidad artificial (sahcabera) de unos 3 m de profundidad, con dos accesos que la intercomunican y bóveda del orden de 0.8 m de espesor; su localización se muestra en la planta de la Fig. 138.

El tipo de cimentación elegido para el almacén fue a base de zapatas, diseñadas para una presión de contacto con el terreno supuesta de 20 ton/m<sup>2</sup>.

#### 6.1.4 Zona de acalché

En las zonas de acalché donde se han extendido las colonias nuevas más cercanas a la costa, el espesor del suelo arcilloso es variable, en promedio del orden de 2 m y generalmente se desplanta sobre roca por medio de zapatas aisladas o corridas. Debido a que la altura del nivel freático durante la época

ca de lluvias es de alrededor de 1 m, se prefiere construir las cimentaciones de las casas habitación en la época de estiaje.

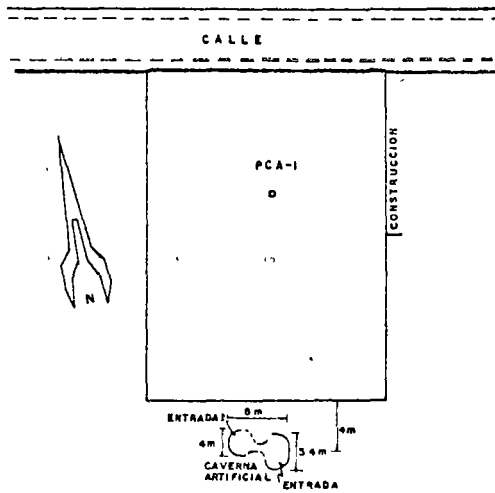


Fig. 138. Cavidad artificial en la zona de sahcab, sitio 3.

Las contracciones y expansiones del acalché son notorias en la zona del aeropuerto.

En un predio de mayor elevación que la zona céntrica de la ciudad y retirado de la costa (sitio 4, Fig. 139), se llevó a cabo un estudio del subsuelo para fines de la cimentación de una subestación eléctrica. Para explorar el terreno se hicieron los tres pozos a cielo abierto, marcados en la Fig. 139, de 3.5 m de profundidad máxima, determinando los perfiles estratigráficos presentados en la Fig. 140.

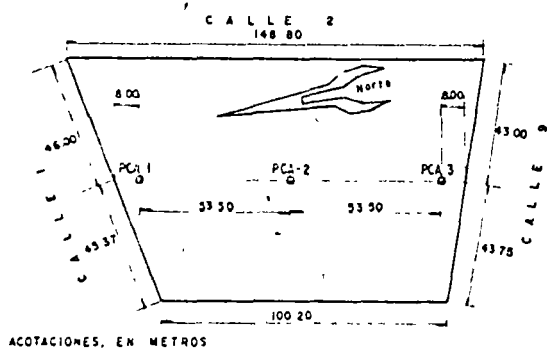
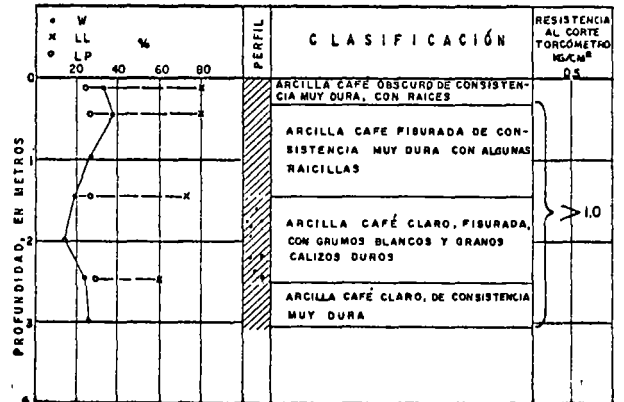


Fig. 139. Localización de pozos de exploración en el sitio 4.

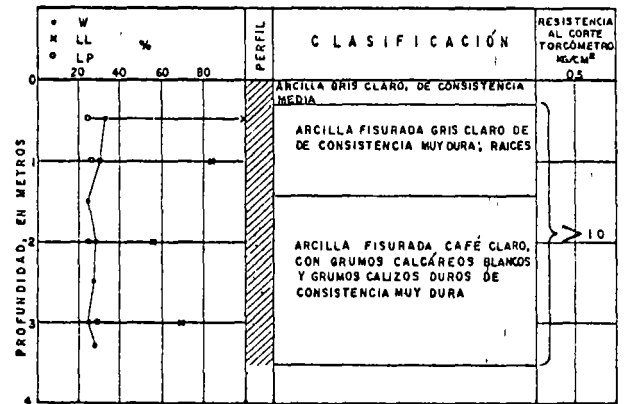
En los pozos PCA-1 y PCA-2 el subsuelo está compuesto por arcillas de consistencia dura a muy dura, de color café, fisuradas. La resistencia al corte medida con torcómetro fue superior a su capacidad de  $1 \text{ kg/cm}^2$ . El contenido de agua varió entre 14 y 38%, siendo el promedio de 27%. El límite líquido varió entre 60 y 100% y el plástico entre 23 y 28%.

Estos valores clasifican a las arcillas en el grupo CH del SUCS, como lo muestran los puntos marcados con cruces en la carta de plasticidad de la Fig. 141.

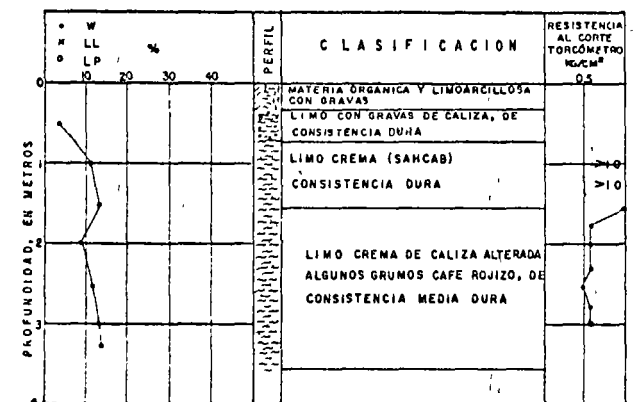
La parte inferior tiene nódulos de carbonato de calcio y su resistencia a la penetración estándar fue de 32 golpes en el PCA-1.



(a) Pozo PCA-1



(b) Pozo PCA-2



(c) Pozo PCA-3



Fig. 140. Estratigrafía y propiedades del subsuelo en los pozos PCA-1 a PCA-3 del sitio 4.

Al comparar las características de plasticidad de los suelos arcillosos de los pozos PCA-1 y PCA-2 con las de los suelos superficiales de los pozos PCA-A a PCA-H de Lerma, descritas en el Inciso 8.1, se nota que los puntos de ambos sitios tienden a ordenarse en posición rectilínea sobre la línea "V" de la carta de plasticidad de la Fig. 141. Los 18 puntos quedan alojados en el grupo CH del SUCS. Los contenidos de agua natural son del mismo orden en ambos casos.

En el Pozo PCA-3 el subsuelo es de naturaleza diferente a la que se observa en los dos primeros. Está constituido por suelos limosos, color crema, de consistencia dura en la parte superior y media a dura en la inferior. La resistencia al corte medida in situ con torcómetro es superior a  $1 \text{ kg/cm}^2$ , hasta 1.5 m de profundidad e igual a  $0.6 \text{ kg/cm}^2$  entre 1.5 y 3.0 m. El contenido de agua medio es 11%. Como en otras localidades de la Península, a este suelo se le denomina localmente sahcab.

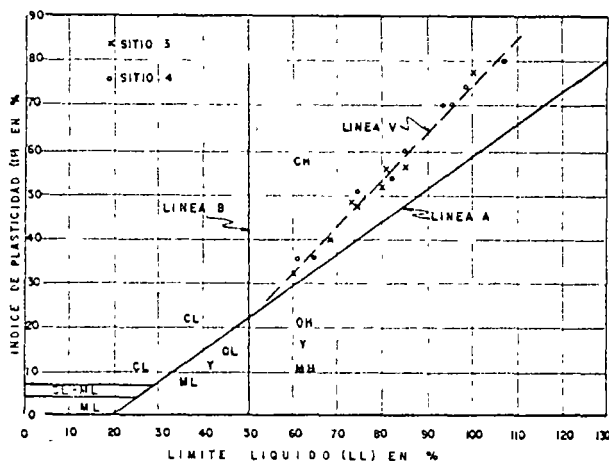


Fig. 141. Carta de plasticidad de acalché del sitio 4 y de Lerma.

## 6.2 Conclusiones

En la Ciudad de Campeche, a diferencia de otras ciudades y sitios de la Península, se distinguen, desde el punto de vista de cimentaciones, cuatro zonas principales caracterizadas por diferentes tipos de rocas y suelos, denominados en esta memoria: zona rocosa y zonas de rellenos, sahcab y acalché. Su

distribución en planta no puede precisarse por la escasez de datos y su irregularidad.

El tipo de cimentación comúnmente empleado consiste en zapatas aisladas y continuas, desplantadas superficialmente sobre la roca o sahcab cuando éstos afloran, y a mayor profundidad cuando están cubiertos por rellenos o suelos como acalché y cancat de mala calidad.

Las estructuras principales más recientes, se localizan en la zona de rellenos del Nuevo Campeche y se apoyan en la capa de roca caliza que los subyace. Los primeros no son apropiados por su heterogeneidad y estado generalmente suelto. Bajo la capa delgada de caliza existe sahcab de compacidad variable, incluyendo tramos en estado muy suelto. Es muy probable que esta condición del terreno natural se extienda fuera de la zona de rellenos.

Debido a que el espesor y propiedades de la caliza y sahcab son variables, la utilización de valores altos supuestos de la presión de contacto para el diseño de cimentaciones, puede resultar en algunos casos fuera de la seguridad. Dichos valores deben elegirse con base en estudios del subsuelo realizados en cada sitio en particular, en los que se determine el espesor, defectos estructurales y propiedades de la capa resistente que sirva de apoyo, con objeto de proyectar una cimentación que anule el riesgo de falla por flexión o penetración de una capa rígida delgada que yace sobre suelo blando compresible (Ref. 12), o por colapso de cavidades y conductos de disolución.

En la zona de sahcab existen cavidades artificiales. Debido a las características cársticas de las rocas calcáreas observadas en otros sitios de la misma formación, no debe descartarse la existencia de cavidades naturales en la Ciudad de Campeche y áreas cercanas. La compacidad del sahcab es muy variable, pudiendo encontrarse en estado suelto.

El acalché se identifica como una arcilla de alta plasticidad, del grupo CH. Es susceptible a experimentar cambios volumétricos al variar el contenido de agua. Su comportamiento en cimentaciones y pisos debe tomarse en cuenta, especialmente en aquellos sitios donde el nivel freático está cercano a la superficie y sujeto a variaciones estacionales, así como en aquellos otros donde el drenaje superficial es poco o nada eficiente.

## 7. LOCALIDADES DEL INTERIOR DE CAMPECHE

La información existente del subsuelo en el interior del Estado de Campeche es muy escasa, dadas sus condiciones actuales de desarrollo. Únicamente se cuenta con datos generales del subsuelo deducidos de la perforación de pozos de bombeo y de los estudios realizados para la construcción del camino Escárcega-Chetumal.

### 7.1 Datos de exploraciones geohidrológicas

En la Fig. 142 se indica la localización de pozos de bombeo cuyos perfiles estratigráficos aproximados se presentan en las Figs. 143 y 144. Existe un número mayor de pozos, pero de algunos no fue posible

conseguir información y de otros era muy limitada.

En los perfiles presentados se acusa la presencia de calizas y dolomías a diferentes profundidades, excepto en el pozo P1 de Ulumal que posiblemente por su corta longitud (15 m) no la alcanzó. En el pozo perforado en Conquista Campesina existen capas delgadas de caliza interestratificada con arcilla. Este sitio está fuera del límite de la Península de Yucatán.

En los perfiles de los pozos representados en la Fig. 143 se identifican las capas superficiales de acalché y sahcab, las cuales cubren una extensa región del Estado y zonas de la Ciudad de Campeche, según se describió en el Capítulo 6.

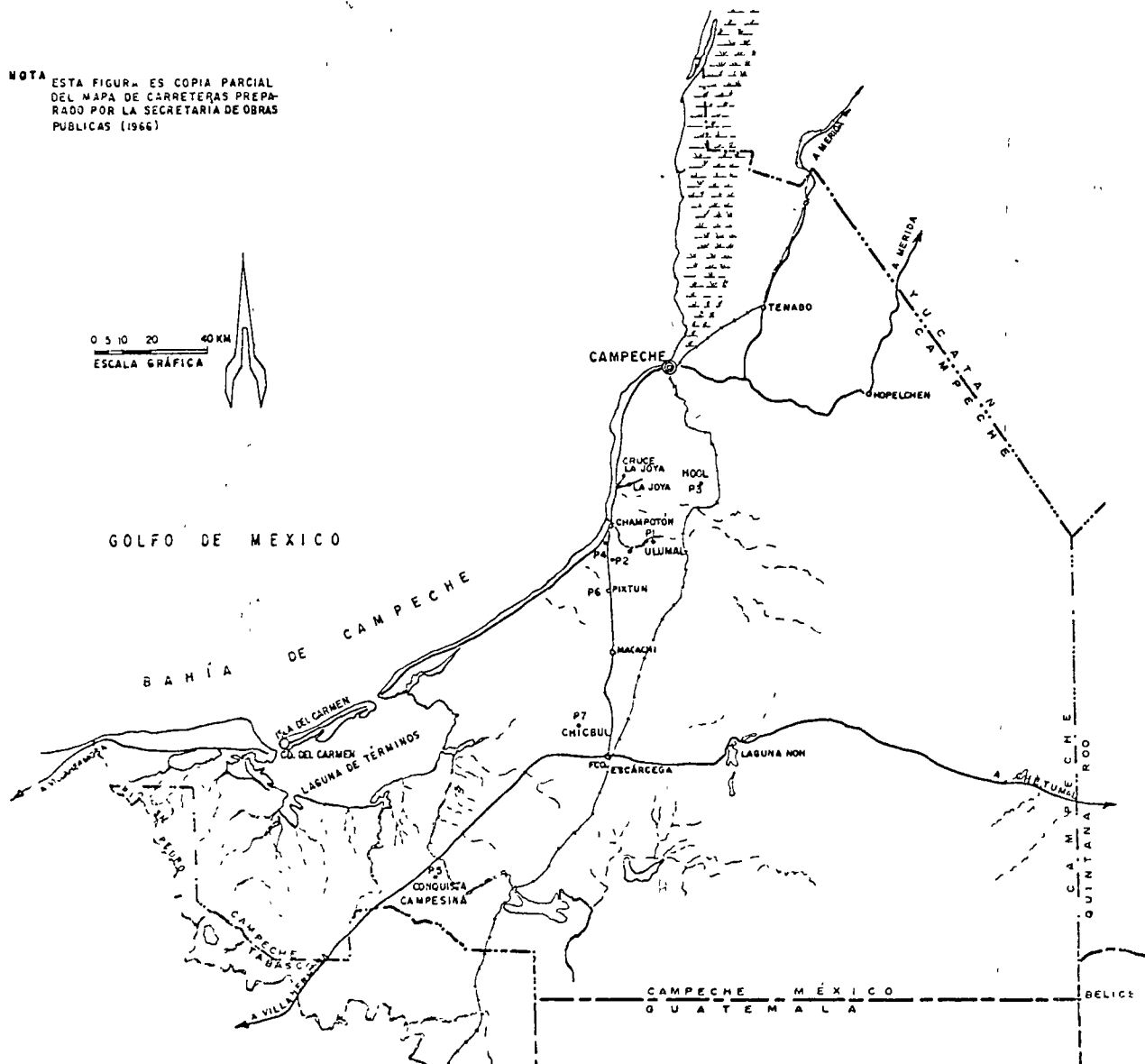


Fig.142. Mapa del Estado de Campeche.





TABLA 5

## Características generales de los suelos

Suelo	Muestra	Ensaye No.	LL %	LP %	IP %	LC %	C <sub>c</sub> %	S <sub>s</sub> %	M.O. %	CO <sub>3</sub> Ca <sub>2</sub> %	CO <sub>3</sub> HC <sub>a</sub>	ClNa %	Grado de expansión *
"Sascab" compactado (SC)	Alterada	622	31	20	11	18	7	2.74	2	70	0.7	0.06	Bajo
"Alcalché" natural (CH)	Inalterada	625	94	37	57	13	59	2.39	22	-	0.7	0.07	Alto a muy alto
		626	111	38	73	3	74	2.36	19	-	0.4	0.08	Muy alto
		627	112	34	78	10	37	2.38	12	-	0.7	0.06	Muy alto
"Alcalché" compactado (CH)	Alterada	621	88	36	52	--	56	--	-	-	-	-	Alto a muy alto
		623	103	37	66	--	66	--	-	-	-	-	Muy alto
		624	125	41	84	--	64	--	-	-	-	-	Muy alto
		628	95	34	61	--	--	2.48	-	-	-	-	Alto a muy alto
		629	98	29	69	--	--	2.45	-	-	-	-	Alto a muy alto
		630	122	26	96	--	--	2.39	-	-	-	-	Muy alto
		631	115	28	87	--	--	2.38	-	-	-	-	Muy alto
632	116	31	85	--	--	2.40	-	-	-	-	-	Muy alto	

\* Según Holtz, W.C. (Ref. 17 )

C<sub>c</sub>, contenido de coloides; M.O., materia orgánica; CO<sub>3</sub>Ca<sub>2</sub>, Carbonato de calcio; CO<sub>3</sub>HC<sub>a</sub>, bicarbonato de calcio; ClNa, cloruro de sodio.

La Ref 18 trata además sobre el mecanismo general de la formación de grietas longitudinales y las soluciones aplicadas al caso de los terraplenes del camino Escárcega-Chetumal.

### 7.3 Conclusiones

En la fracción noreste del Estado de Campeche que forma parte de la Península de Yucatán, limitada al Oeste por el camino Champotón-Escárcega y al Sur por el camino Escárcega-Chetumal, existen áreas cubiertas por roca caliza y otras por suelos. Las primeras se localizan hacia el Norte, aflorando la roca o encontrándose a poca profundidad bajo una delgada capa de suelos. Las segundas se ubican más bien hacia el Sur y están representadas en particular por los suelos denominados alcalché y sascab,

que yacen sobre la roca. Se tiene noticia que en localidades como la población de Escárcega y algunas localidades sobre el camino a Chetumal existe alcalché, aunque también se encuentra en sitios como la Ciudad de Campeche y Lerma.

Como se menciona en los Capítulos 6 y 8, el alcalché es susceptible a experimentar cambios volumétricos al variar el contenido de agua.

Con la información existente es imposible establecer una zonificación de los distintos suelos y rocas, ni se pretende hacerla. Sin embargo, si es posible identificarlos con facilidad en el lugar y planear los estudios que deban realizarse para fines de cimentaciones a partir de sus características y comportamiento, de los cuales se tiene una idea general.

## 8. OTRAS LOCALIDADES DE LA COSTA DE CAMPECHE

En este estudio se incluyen las siguientes localidades: Lerma, San Lorenzo, Champotón y el denominado entronque La Joya. Los datos correspondientes proporcionan una idea general del subsuelo en el tramo costero comprendido entre la Ciudad de Campeche y Champotón, perteneciente al Miembro Pisté de la Formación Chichén Itzá y al Eoceno Indiferenciado (Fig. 1 ).

El tramo de la costa hacia el Suroeste, incluyendo Isla del Carmen, no se trata en este trabajo por considerar que queda fuera de su alcance; sin embargo, en una buena porción de este tramo existen calizas que afloran o se encuentran a poca profundidad, excepto en sitios como Ciudad del Carmen donde el espesor de suelos arenosos calcáreos es importante.

En el tramo norte de la costa que abarca desde la Ciudad de Campeche hasta Celestún, Yuc., de unos 300 km de longitud, no existen obras de ingeniería pues está prácticamente deshabitado y, por tanto, no se cuenta con datos sobre propiedades generales del subsuelo.

A grandes rasgos puede anotarse que se trata de una zona extensa casi en su totalidad inundada, cubierta parcialmente por manglares, donde tal vez existan además de suelos arenosos y limosos sueltos, suelos pantanosos del tipo de turberas, de reducido espesor, que yacen sobre la plataforma caliza. Las características superficiales de este tramo pueden ser similares a las observadas en las zonas de ciénagas, marismas, lagunas y cordones del litoral del Estado de Yucatán.

En la costa occidental de la Península, la corriente litoral predominante es de Norte a Sur con velocidad promedio de 0.5 nudos, excepto en los meses de Enero, Febrero y Marzo en los que el sentido de la corriente es Sur-Norte con la misma velocidad promedio. Los acarrees litorales son del orden de 10 000 m<sup>3</sup> netos al año de Norte a Sur (Ref. 15 ).

### 8.1 Lerma

En el sitio 1 (Fig. 124), se efectuaron estudios del subsuelo para la cimentación de una planta termoeléctrica. En la Fig. 145 aparece la configuración del predio y la posición de cuatro sondeos (SR-I a SR-IV), y ocho pozos a cielo abierto (PCA-A a PCA-H). Los primeros alcanzaron 20 m de longitud cada uno, fueron de rotación con recuperación de muestras, empleando doble barril giratorio y broca de diamante NXL. Los segundos se excavaron a profundidades variables entre 4.5 y 7.0 m, colectando muestras representativas cada 50 cm y muestras cúbicas inalteradas a diferentes elevaciones, para determinar en el laboratorio sus propiedades índice y mecánicas.

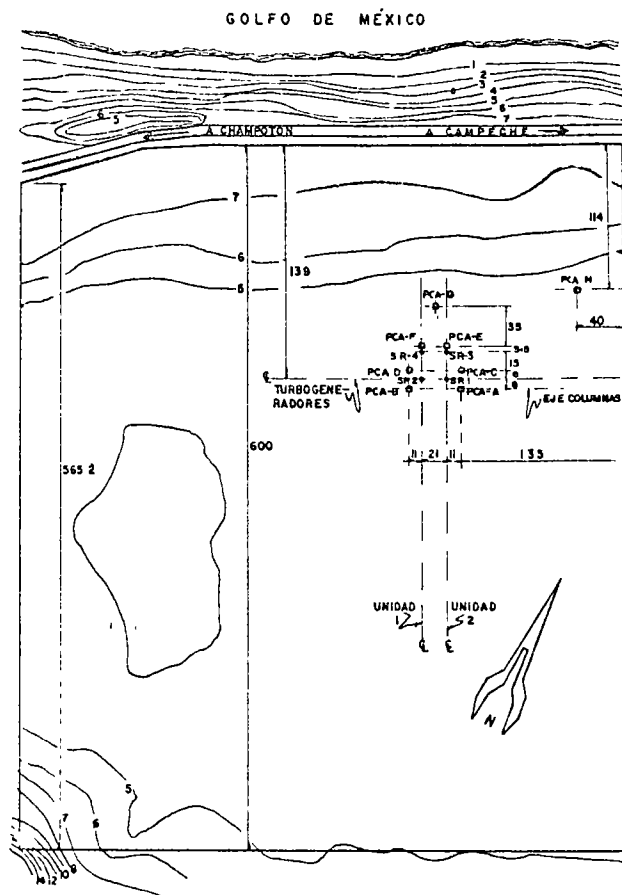


Fig. 145. Planta del sitio 1 de Lerma y localización de sondeos y pozos.

En la Fig. 146 se muestra el perfil estratigráfico, el % de recuperación de los núcleos y límites de consistencia, correspondientes al sondeo SR-I. En la Fig. 147 se da el perfil estratigráfico y las propiedades determinadas en muestras de los pozos a cielo abierto PCA-C y PCA-F. Los datos reportados en ambas figuras representan las condiciones medias del subsuelo.

En la superficie hay una capa de arcilla café oscura, de 1.5 m de espesor, de consistencia firme a dura. El contenido de agua varió entre 14 y 48%, siendo el medio de 30%, el límite líquido entre 61 y 107% y el límite plástico entre 23 y 28%. El contenido de agua es muy cercano al límite plástico, siendo ligeramente mayor el primero. La relación agua-plasticidad \* es menor que 0.2, índice de que la arcilla es susceptible a experimentar cambios volumétricos al variar el contenido de agua. A juzgar por los valores elevados del índice de plasticidad, 34 a 80, la susceptibilidad a la expansión puede calificarse de alta a muy alta (Ref. 17 ).

\* Contenido de agua menos límite plástico entre índice de plasticidad (Ref. 16 ).

Por observaciones directas en las paredes de los pozos, hasta 7 m de profundidad y bajo la arcilla, el subsuelo está constituido por fragmentos de roca caliza fosilífera, empacados en una matriz de suelo arcilloarenoso, café claro y blanco, de consistencia media a dura. De ensayos hechos en la fracción arcilloarenosa se obtuvo que el contenido de agua varió entre 7 y 44%, el límite líquido entre 29 y 95% y el límite plástico entre 10 y 27%. La densidad de sólidos tuvo valores comprendidos entre 2.57 y 2.74, la relación de vacíos entre 0.65 y 1.48, el peso volumétrico seco entre 1.20 y 1.55 ton/m<sup>3</sup> y el grado de saturación natural entre 52 y 92%. Los parámetros de resistencia al corte, cohesión aparente y ángulo de fricción interna, se determinaron a partir de pruebas triaxiales consolidadas no drenadas (tipo R), practicadas en juegos de probetas de seis muestras cúbicas. Antes de la prueba, las probetas se saturaron durante 24 h, aplicándoles contrapresión de 2.0 kg/cm<sup>2</sup> y presión confinante de 2.2 kg/cm<sup>2</sup>. A continuación se sujetaron a presiones confinantes de 1.0, 3.0 y 6.0 kg/cm<sup>2</sup>.

Los valores obtenidos de estas pruebas se reportan en la Fig. 147 y las envolventes de Mohr en la Fig. 148. De estas pruebas se obtuvo que la cohesión es cero, excepto en dos casos, y que el ángulo de fricción interna varió entre 11 y 37.5°.

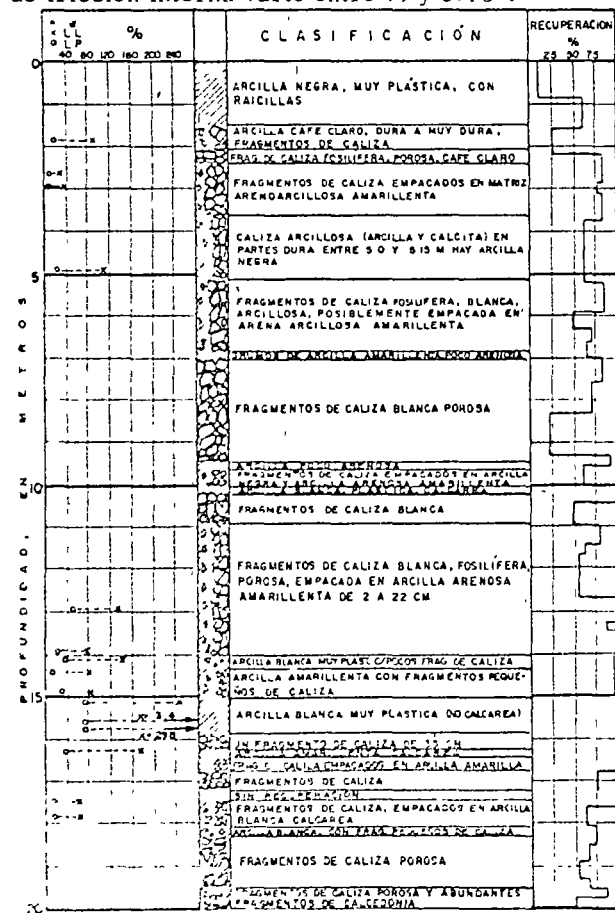
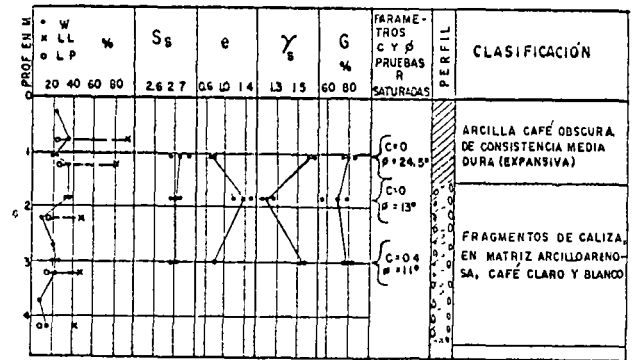
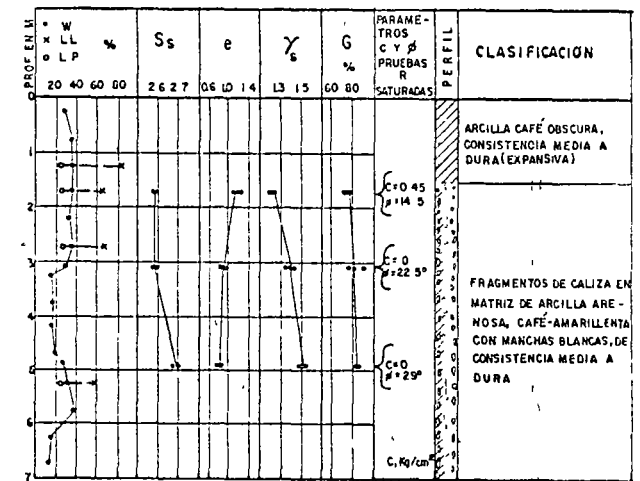


Fig. 146. Características del subsuelo en el sondeo SR-1.



(a) Pozo PCA-C



- ARCILLA
- LIMO
- ARENA
- FRAGMENTOS DE ROCA

(b) Pozo PCA-F

Fig. 147. Estratigrafía y propiedades del subsuelo en los pozos PCA-A y PCA-F.

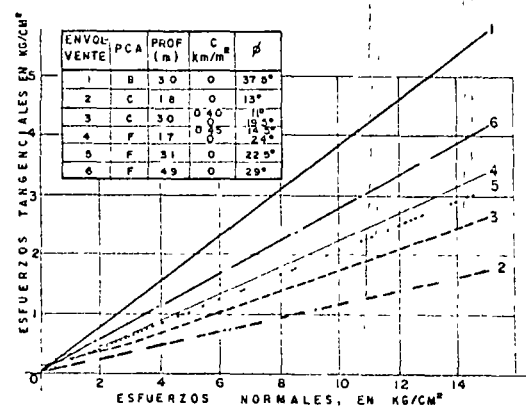


Fig. 148. Envolventes de Mohr.

A profundidades mayores de 7 m, la interpretación de los núcleos recuperados en los sondeos, indicó la existencia de calizas fosilíferas fracturada y de lentes intercaladas de arcilla marina, blanca muy plástica, con límite líquido máximo de 314% e índice de plasticidad de 240, clasificada en el grupo CH del SUCS. Del extremo inferior del sondeo SR-50 extrajeron muestras de calcedonia. En algunos tramos la caliza está fragmentada y empacada en una matriz arcillosa.

El grado de fracturamiento de la caliza es alto y frecuentemente se presenta como fragmentos incluidos en arcilla.

A partir de 80 juegos de valores de límite líquido e índice de plasticidad, colocados en la carta de la Fig. 149, se dedujo que todos están situados sobre la línea "A" entre ésta y la línea "U", cuya expresión es

$$IP = 0.9 (LL - 8)$$

Este análisis incluyó las muestras ensayadas de los ocho pozos a cielo abierto y de los cuatro sondeos, exceptuando aquellos en los que el límite líquido fue mayor a 130%, que representan a los estratos arcillosos profundos.

Otra obra es el muelle de Lerma (Fig. 150), localizado en el sitio 2 de la Fig. 124, visto en planta tiene la forma de una "T", mide 521 m de longitud y la corona tiene 7 m de anchura.

Este muelle es de gravedad, construido con enrocamiento colocado a volteo sobre el fondo marino de roca caliza, cubierta por lodos de 1 m de espesor máximo. Su comportamiento, desde el punto de vista de cimentaciones, es satisfactorio.

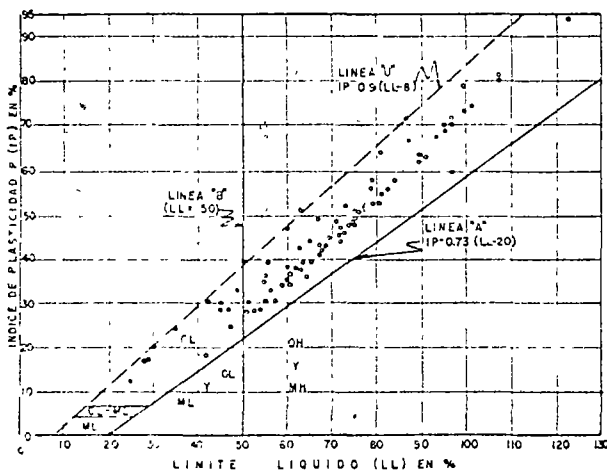


Fig. 149. Distribución de los valores de plasticidad correspondientes a 80 muestras de suelos.

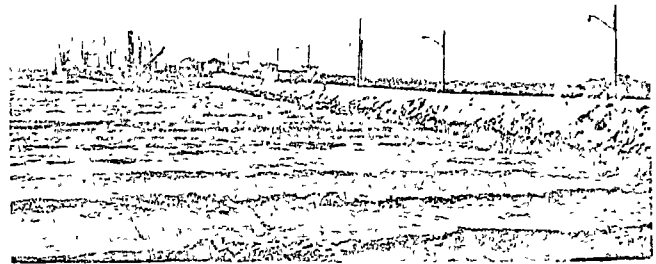


Fig. 150. Muelle de gravedad en Lerma, Camp.

## 8.2 San Lorenzo

En el sitio denominado San Lorenzo, sito aproximadamente a 30 km hacia el suroeste de la Ciudad de Campeche, cerca de la costa y en terreno elevado, se hicieron siete sondeos continuos con obtención de núcleos BX para determinar el perfil geológico del subsuelo. Una vista del sitio explorado es la mostrada en la Fig. 151. La superficie es accidentada y está a unos 40 m de altitud.

En la Fig. 152 se presenta el corte geológico de uno de los sondeos, la recuperación de núcleos y la descripción de la roca explorada, identificada en toda su longitud como caliza con diferentes grados de dureza y fracturamiento.

Del análisis petrográfico de una muestra correspondiente a 12 m de profundidad, se determinó que la denominada caliza se clasifica como una calcilita laminada, microfossilífera, de color café-anaranjado, en la que el espesor de las láminas es de 2 a 4 mm. Del estudio al microscopio se determinó que la textura es microcristalina y la estructura laminar y microestilolítica. Los minerales primarios son calcita (micrita) en un 98% y el 2% restante corresponde a microfósiles (espatita). La calcita está en forma de lodo calcáreo. Los microfósiles son foraminíferos y hay también fragmentos de pelecípodos. La edad probable de la muestra es del Terciario-Eoceno, y estratigráficamente constituida parte de la Formación Chichén Itza. Su origen es marino y muestra huellas claras de disolución (Fig. 153).

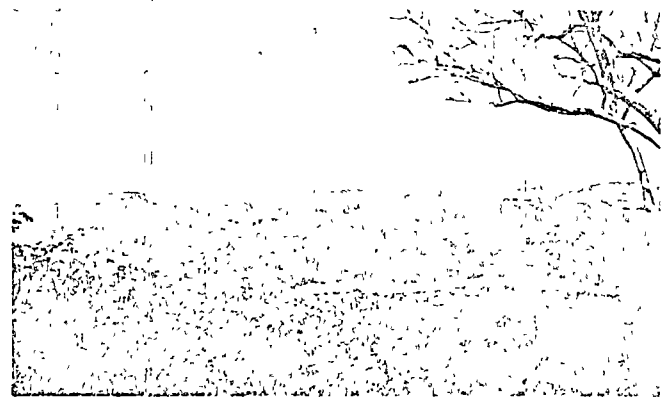


Fig. 151. Vista del sitio explorado en San Lorenzo, Camp.

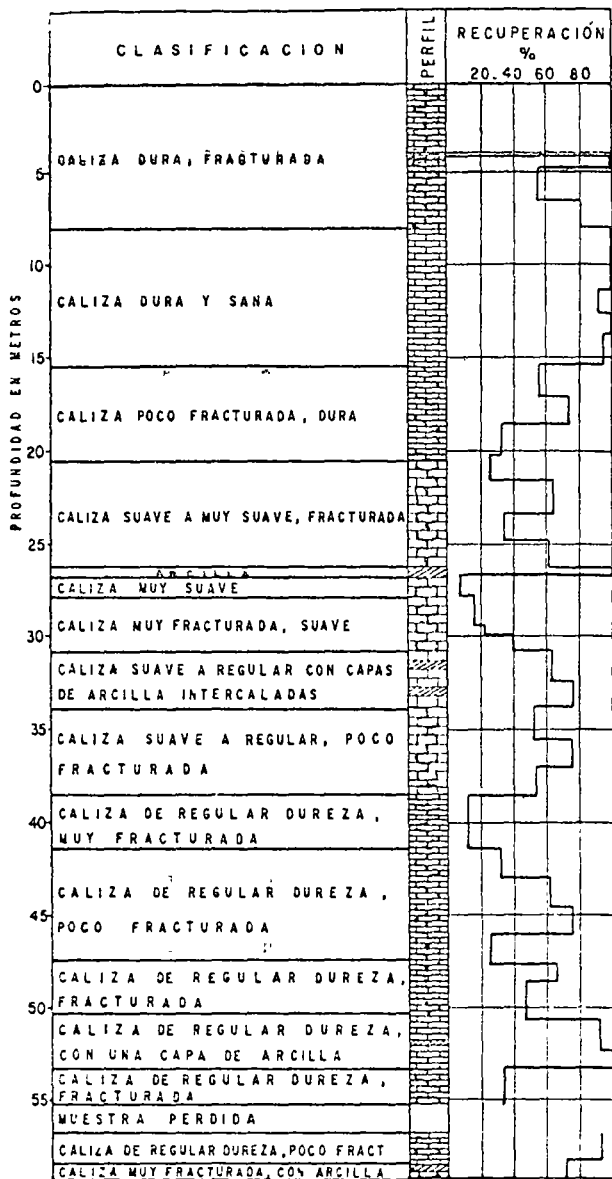


Fig. 152. Corte geológico y recuperación de núcleos en un sondeo de San Lorenzo.

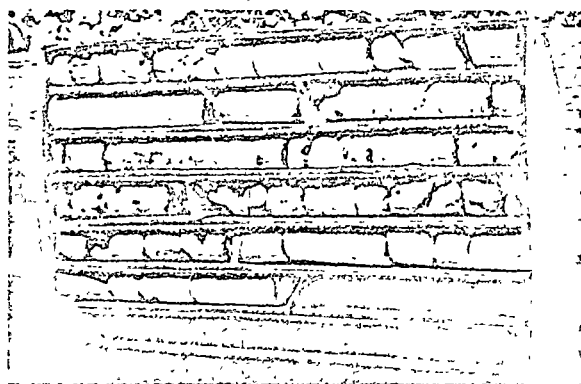


Fig. 153. Núcleos de caliza de San Lorenzo con pequeñas cavidades de disolución.

### 8.3 Champotón

Se presentan los datos de un estudio del subsuelo realizado en un predio localizado según la Fig. 154, elegido para la construcción de un mercado. La exploración del subsuelo consistió en seis pozos a cielo abierto (PCA-1 a PCA-6) marcados en la misma figura.

Los perfiles observados son los que se indican en la Fig. 155, constituidos por rellenos superficiales que varían de 0.5 a 1.3 m de espesor, identificados como limos con diferentes porcentajes de arena, grava y fragmentos de roca; en la parte inferior los rellenos son de arcilla negra conteniendo los mismos materiales. Continúa el terreno natural que es una roca caliza dura y masiva, sin diaclasamiento, excepto en los pozos PCA-2 y PCA-5 que en la parte superior presentan grietas rellenas de arcilla.

La cimentación recomendada consistió en zapatas aisladas desplazadas en el horizonte superior de la roca, diseñadas para una presión de contacto superior de 20 ton/m<sup>2</sup>, las cuales por las descargas relativamente bajas en las columnas tendrán dimensiones mínimas. En aquellos casos de grietas rellenas de arcilla, se recomendó limpiarlas y sellarlas con concreto pobre.

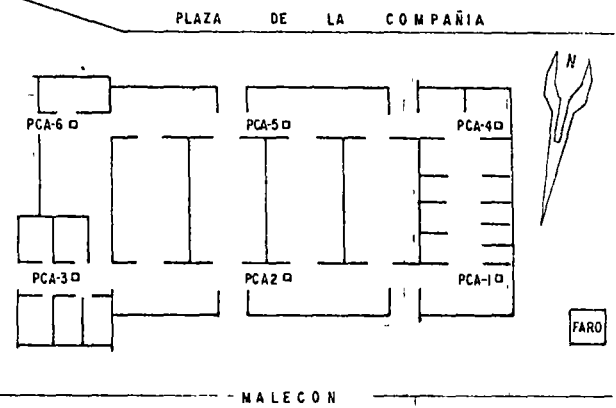


Fig. 154. Planta del edificio y localización de pozos en un predio de Champotón.

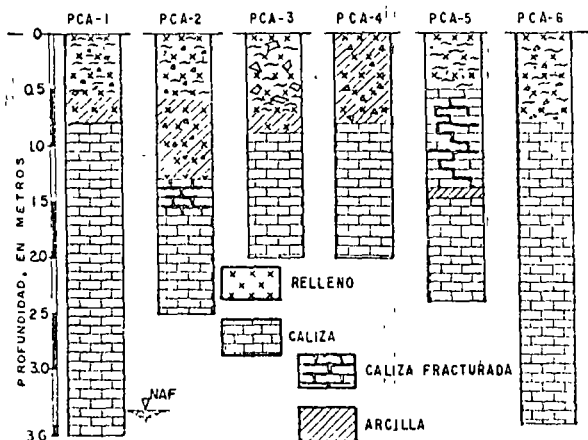


Fig. 155. Perfiles del subsuelo observados en los pozos de Champotón.

#### 8.4 Entronque La Joya

En el entronque de la carretera Campeche-Champotón con el camino al ingenio La Joya (Fig. 142), se hicieron exploraciones en cuatro pozos a cielo abierto, distribuidos según la Fig. 156. En ellos se determinó que por debajo de la capa de suelo vegetal, en promedio de 20 cm de espesor, está la roca caliza, fracturada en los primeros 40 cm y aparentemente sana más abajo.

El sitio se eligió para construir una clínica de 1 a 2 pisos. El predio está frente a la costa, a unos 50 m de ésta.

La cimentación recomendada consistió en zapatas desplantadas bajo la capa de roca fracturada, diseñadas para una presión de contacto supuesta de  $12 \text{ ton/m}^2$ ; debiendo verificar bajo cada una de ellas que no existan cavidades.

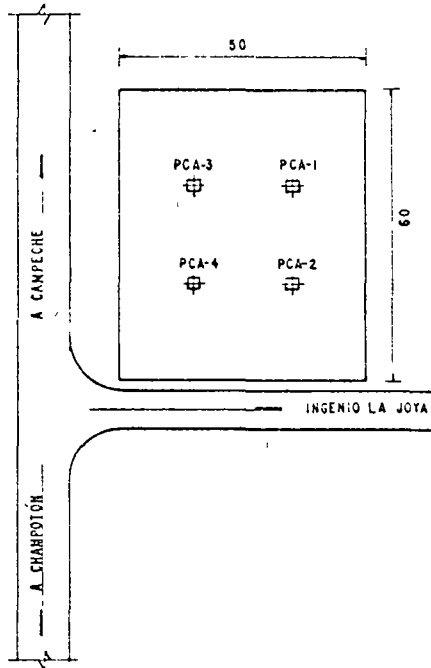


Fig. 156 . Croquis de localización de pozos en el Entronque La Joya

#### 8.5 Conclusiones

En el tramo costero localizado entre la Ciudad de Campeche y Champotón, la roca caliza aflora o está a poca profundidad de la superficie. Se identifica como caliza fosilífera de la Formación Chichén Itzá y Eocene Indiferenciado, presenta diferentes grados de fracturamiento, muy intenso en las áreas de Lerma y San Lorenzo; y posiblemente también en Champotón.

En el área de Lerma existen en la superficie suelos expansivos del grupo CH, conocidos regionalmente como acalché, de características plásticas semejantes a las determinadas en suelos del mismo tipo en la Ciudad de Campeche (inciso 6.1.4), por lo que son aplicables las observaciones hechas en el Inciso 6.1.5.

Las estructuras son en general ligeras, excepto algunos elementos de la planta termoeléctrica de Lerma, y los valores de capacidad de carga de la roca suelen ser conservadores. Sin embargo, en estructuras pesadas e importantes deberá determinarse la influencia del fracturamiento, espaciamiento y separación de juntas (Refs. 12 y 13), suelos que las empacan, cavidades y otros accidentes, en la evaluación de la capacidad de carga.

9. CHETUMAL, Q. R.

Los datos con que se cuenta del subsuelo de la Ciudad de Chetumal son escasos, como consecuencia de los pocos estudios que se han realizado allí. Sin embargo, como información preliminar pueden anotarse a grandes rasgos algunas características generales útiles al ingeniero, basadas tanto en la información que se recopiló, como en algunos problemas observados en el lugar. Se comenta también sobre los tipos

de cimentación utilizados.

La Ciudad de Chetumal es un puerto localizado en la bahía del mismo nombre, cerca de la desembocadura del Rfo Hondo, frente a las costas de Belice (Fig. 157 ).

La Fig. 158 es copia del plano regulador de la ciudad (1972), en él se marcan los sitios a que se hace referencia a continuación.

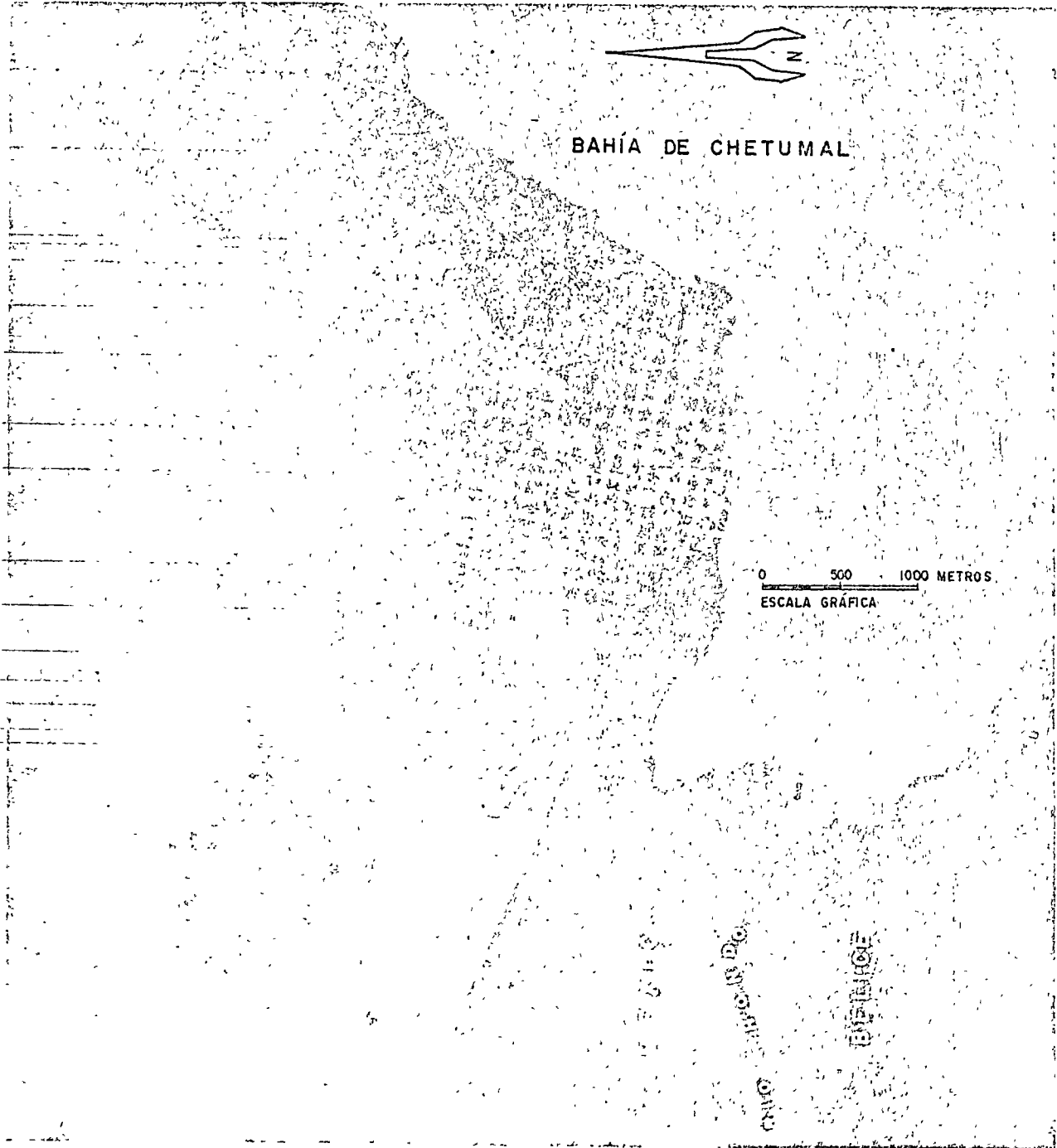
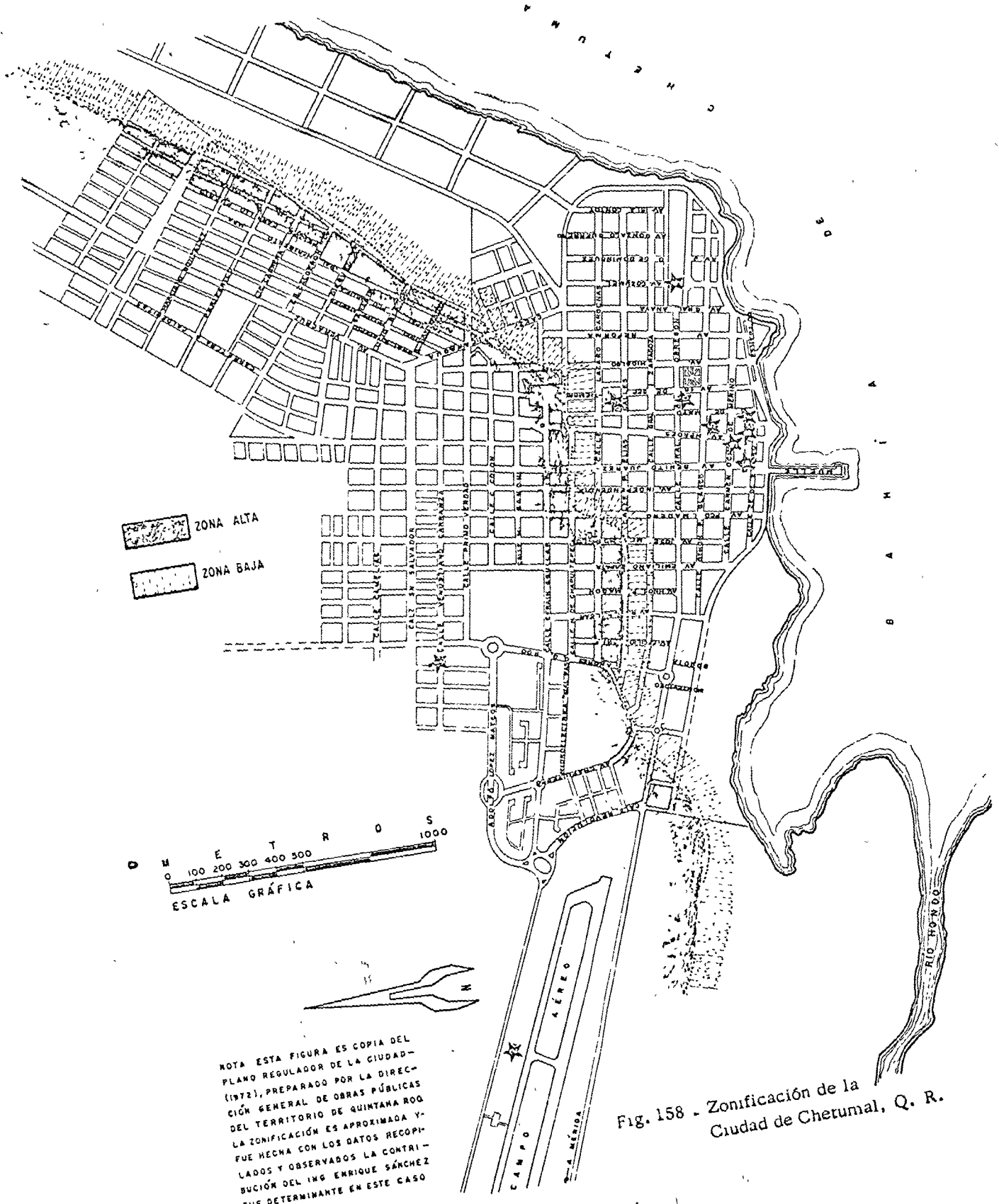


Fig. 157 . Fotografía aérea de la Ciudad de Chetumal, Q. R.



NOTA ESTA FIGURA ES COPIA DEL PLANO REGULADOR DE LA CIUDAD - (1972), PREPARADO POR LA DIRECCIÓN GENERAL DE OBRAS PÚBLICAS DEL TERRITORIO DE QUINTANA ROO. LA ZONIFICACIÓN ES APROXIMADA Y FUE HECHA CON LOS DATOS RECOPI- LADOS Y OBSERVADOS LA CONTRI- BUCIÓN DEL ING ENRIQUE SÁNCHEZ FUE DETERMINANTE EN ESTE CASO

Fig. 158 - Zonificación de la Ciudad de Chetumal, Q. R.



Atendiendo a las condiciones topográficas y propiedades del subsuelo, en el área de la ciudad se distinguen dos zonas de diferente elevación, separadas físicamente por un escalón natural del terreno, que constituye una transición corta pero gradual. En este trabajo se les denominará, de acuerdo a su elevación relativa, "zona alta" y "zona baja".

La línea punteada de la Fig. 158 marca la posición aproximada y media de la frontera entre las dos zonas. La zona baja inmediata a la bahía, tiene una elevación media de 2 m sobre el nivel del mar; la zona alta se extiende tierra adentro con una altura de 6 a 9 m, de forma tal que el desnivel entre ambas varía de unos 4 a 7 m.

### 9.1 Zona alta

El subsuelo de la zona alta está constituido por materiales estratificados, de colores claros (blanco, amarillo y café), del tipo de calizas cretáceas, denominadas localmente sahcab. Su espesor y características cársicas se desconocen. Este material aflora en la superficie y sólo en ocasiones se observa sobre él roca caliza dura, en pequeñas porciones o fragmentos aislados. Su textura es la de un suelo arcilloso arenoso de consistencia variable. Del análisis de una muestra extraída a 2 m de profundidad en el corte mostrado en la Fig. 159, realizada en el sitio 1 de la Fig. 158, se vio que está formada por 1% de grava, 15% de arena y 84% de finos; con límites líquido y plástico de 31 y 20%, respectivamente, clasificada como del grupo CL del SUCS.

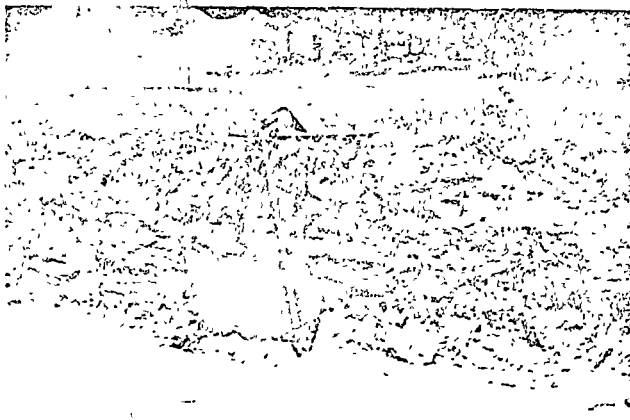


Fig. 159. Corte en sahcab de la zona alta, sitio 1 representado en la Fig. 158.

En el sitio 2 (Fig. 158), donde se construye un edificio, se excavaron siete pozos a cielo abierto hasta una profundidad máxima de 3 m, distribuidos según la Fig. 160; en ellos no se encontró el nivel freático.

En cuanto a la estratigrafía del subsuelo, el área de cimentación se divide en dos partes: área uno, constituida superficialmente por una capa de 0.5 m de espesor de fragmentos de roca caliza mezclados con suelo vegetal, por debajo de la cual

existe un estrato potente de roca caliza poco alterada y poco fracturada; y área dos, superficialmente igual que la anterior, de 0.5 a 1.0 m hay una capa de arcilla de mediana plasticidad, de consistencia poco firme de color rojizo, y de 1.0 a 3.0 m existe una arcilla arcillosa poco compacta (sahcab). La cimentación recomendada consistió en zapatas aisladas corridas; en la parte uno, desplantadas en la roca caliza y diseñadas con una presión de contacto de 20 ton/m<sup>2</sup> y en la parte dos desplantadas en el sahcab, a 1.25 m de profundidad y diseñadas con una presión de 15 ton/m<sup>2</sup>.

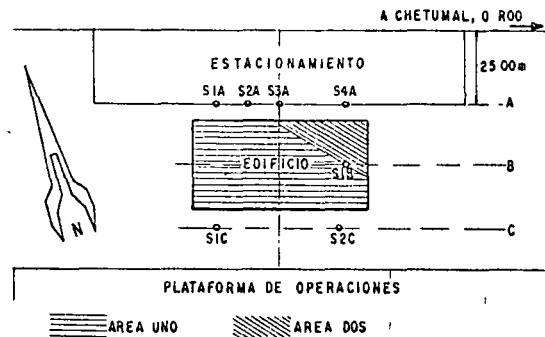


Fig. 160. Planta del edificio del sitio 2, donde se localizan los pozos de exploración.

### 9.2 Zona baja

En esta zona las condiciones del terreno de cimentación son diferentes a las de la zona alta, debido a la presencia superficial de depósitos marinos recientes que yacen sobre una formación similar a la de la primera. Los depósitos marinos están poco consolidados y son de consistencia o compacidad variables, sustentados por encontrarse el nivel freático a poca profundidad de la superficie (0.5 a 1.5 m). Las condiciones son más desfavorables a medida que la distancia hacia el mar es menor. En esta zona existen evidencias de carsicidad en las rocas calcáreas y de posibles problemas de tubificación de los suelos, provocados por el flujo de agua subterránea hacia el mar, como lo ilustran los casos que se citan más adelante.

En esta zona baja se localiza el área céntrica de la ciudad, y en ella, las construcciones urbanas de mayor importancia. Casi todas éstas son bajas, uno y dos pisos, siendo las más altas de cuatro.

Las construcciones ligeras están cimentadas en zapatas aisladas o corridas, desplantadas a poca profundidad. Sin embargo, las de mayor peso, especialmente las que quedan cerca de la playa están apoyadas, unas en pilotes y otras en losas y cajones.

A continuación se describen las características del subsuelo en tres sitios.

En el sitio 3 (Fig. 158) se construyó un edificio desplantado en zapatas corridas a 1 m de profundidad, de 1.5 m de anchura máxima y diseñadas con una pre

sión de contacto de  $10 \text{ ton/m}^2$ , cuyo comportamiento ha sido satisfactorio. El subsuelo se exploró con pozos a cielo abierto, prolongándose con pala postea-dora hasta 5 m; el perfil correspondiente se muestra en la Fig. 161. Los límites líquido y plástico de una muestra típica extraída a 1 m de profundidad en el sondeo S1, son de 43 y 30%, respectivamente, clasificando al suelo en el grupo ML del SUCS.

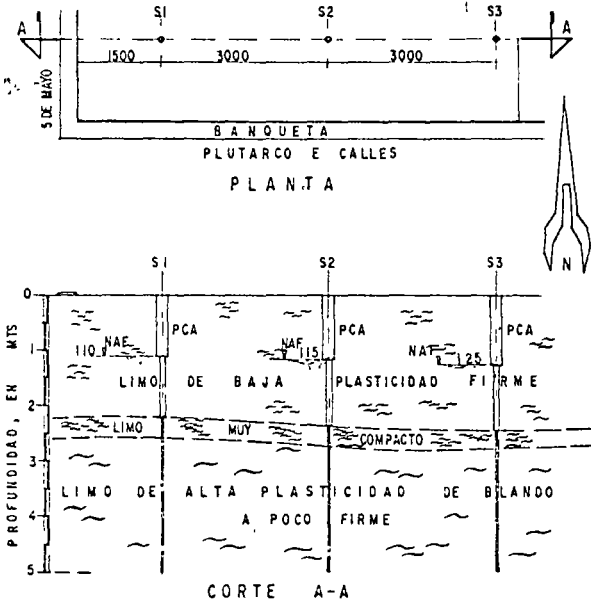


Fig. 161. Ubicación de sondeos y perfil del subsuelo en el sitio 3.

En el sitio 4 se proyecta construir una unidad deportiva que consistirá en un edificio de dos pisos, auditorio y canchas. En la exploración preliminar del subsuelo se hicieron tres pozos a cielo abierto de 1.08 a 1.58 m de profundidad. El perfil estratigráfico que se observó es el que se representa en la Fig. 162. Parte del predio está cubierto por rellenos artificiales, continuando una capa delgada de arcilla café, y después suelos limo arenosos no plásticos, en estado compacto, la cantidad de limo varía entre 52 y 85%, la de arena entre 15 y 48% y la de grava entre 0 y 11%, el contenido de agua máximo es de 60%. Es importante indicar que en el sondeo S1, a una profundidad de 1.28 m, se encontró una cavidad de 30 cm de altura libre en el material clasificado como sahcab. Dadas estas condiciones lo conveniente es investigar el subsuelo bajo cada uno de los apoyos.

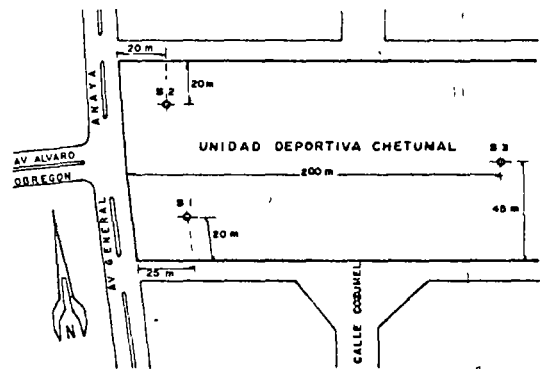
En el sitio 5 (Fig. 158) se contruyó un edificio de dos pisos, empleando zapatas como elementos de cimentación. La Fig. 163 muestra un corte del terreno y el nivel freático a 1.30 m de profundidad; la capa de suelo visible es un limo calcáreo (MH) con 12% de arena, cuyo contenido de agua es 67%. El limo contiene escasos fragmentos de caliza y puede considerarse como la parte transicional cercana a la roca madre. Al realizar las excavaciones surgió

ron problemas ocasionados por filtraciones de agua a presión, las cuales ocurrieron a través de conductos naturales en el subsuelo, y que hubo necesidad de sellar.

Algunas fallas de la superficie del terreno, como asentamientos bruscos de varias decenas de centímetros presenciados en calles y en un antiguo parque deportivo (sitio 4), confirman la existencia de cavidades y conductos de disolución y de posibles tubificaciones en otros sitios de la ciudad.

Ejemplos de edificios piloteados son el Palacio de Gobierno (Fig. 164), un teatro y un edificio de un piso (Fig. 165), este último proyectado originalmente de cinco pisos. Estos edificios se localizan en los sitios 6, 7 y 8 de la Fig. 158, respectivamente, a una distancia del mar del orden de 100 m.

La Fig. 166 muestra la subestructura y distribución de los 212 pilotes empleados en el teatro. Conforme a datos proporcionados, se utilizaron pilotes de madera de unos 30 cm de diámetro y longitud variable (3 a 6 m, aproximadamente), dotados de punta metálica, hincados a percusión a través de material suelto hasta una capa dura, empleando un martinete rústico, de cada libre.



a) Planta y localización de sondeos

b) Corte estratigráfico

Fig. 162. Ubicación de sondeos y perfil del subsuelo en el sitio 4.

El teatro y el Palacio de Gobierno, construidos antes de que el ciclón Janet (27 de septiembre, 1955)

azotara contra Chetumal, fueron de las muy pocas construcciones que quedaron en pie. Cabe agregar que durante el ciclón la zona baja quedó inundada con un tirante de agua de 1.5 m sobre la superficie del terreno.

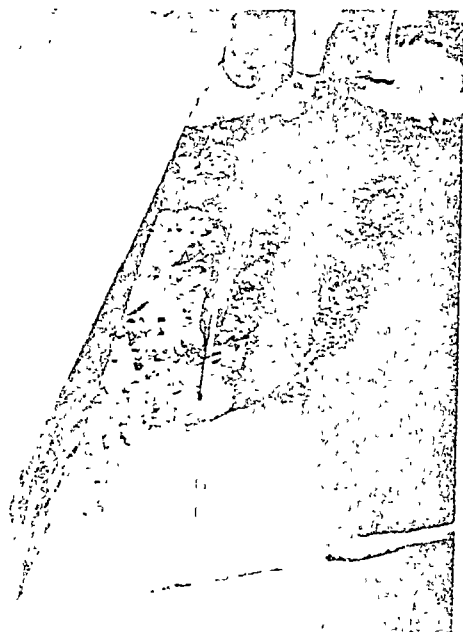


Fig. 163 . Vista de la capa de suelo superficial y del nivel freático en el sitio 5.

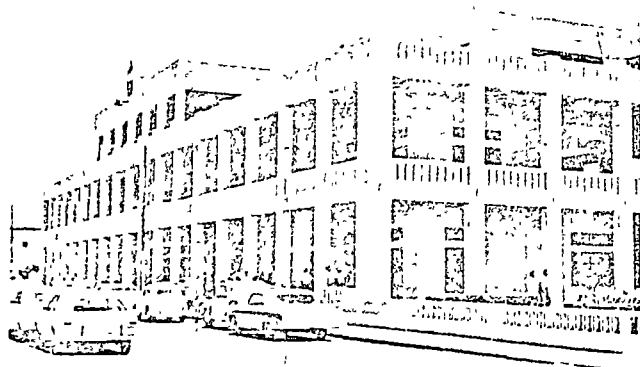


Fig. 164 . Edificio de Gobierno construido sobre pilotes de madera.

En el sitio 9 marcado en la Fig. 158 , existe un edificio de dos pisos con cimentación constituida por un cajón desplantado a 2 m de profundidad.

La Fig. 167 muestra uno de los cuerpos de un edificio cuya cimentación es una losa, desplantada a 0.8 m de profundidad, con traves hacia arriba y celdas rellenas con material térreo sobre el que se apoya el piso de planta baja, este edificio se localiza en el sitio 10.

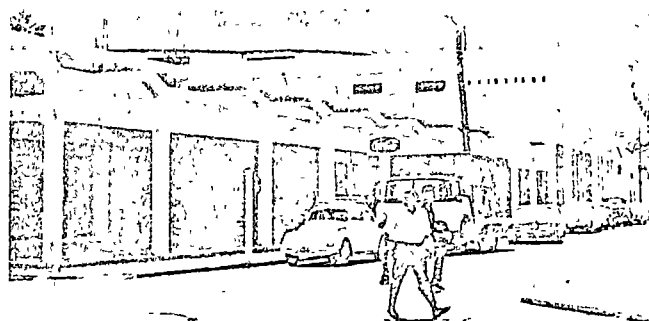


Fig. 165 . Teatro y edificio de un piso sobre pilotes de madera.

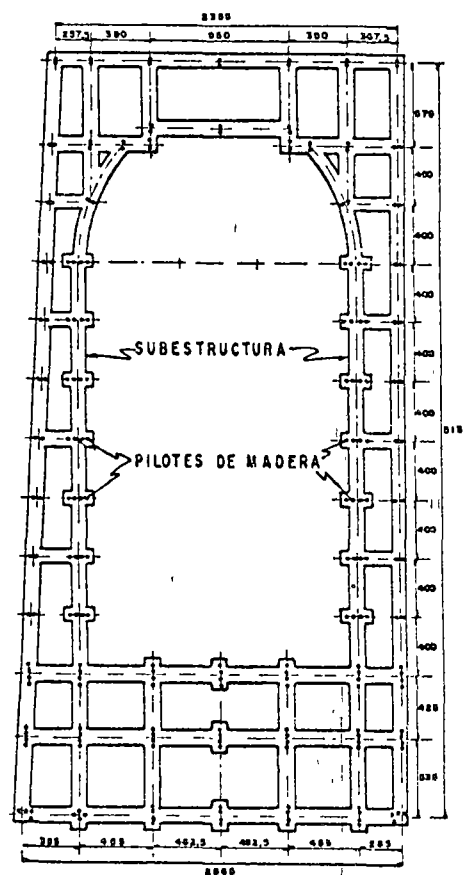


Fig. 166 . Planta de cimentación del teatro.

Bajo las columnas de una estructura de un piso localizada a unos 40 m de la orilla del mar, apoyadas en zapatas aisladas, han ocurrido asentamientos del orden de 4 cm (véase Fig. 168 ). Se desconocen las características del subsuelo en este sitio, pero el comportamiento observado indica su mala calidad y confirma en parte, el hecho de que sus condiciones son más desfavorables en la cercana al mar.

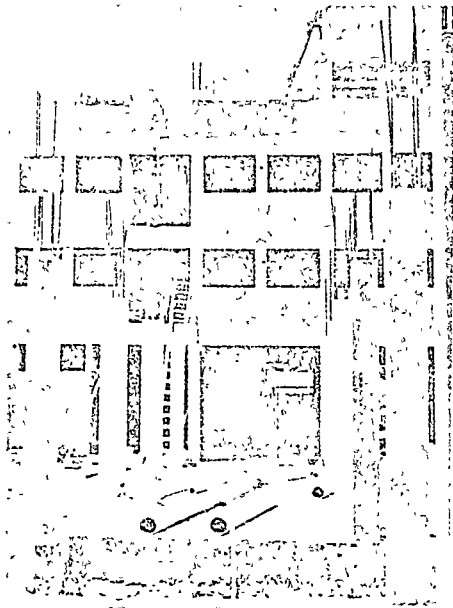


Fig. 167 . Edificio con losa de cimentación (sitio 10, Fig. 158 ).

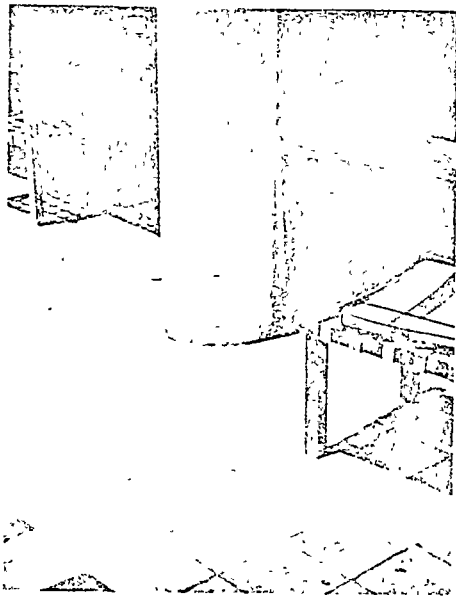


Fig. 168 . Asentamiento observado en una estructura de un piso cercana al mar.

En la zona baja el sahcab y las rocas calizas están cubiertas por sedimentos marinos limosos, de espesor variable que aumenta en dirección al mar, donde la compacidad es baja. El nivel freático está muy cercano a la superficie. En esta zona existen cavidades naturales en la masa del subsuelo.

Las construcciones de la zona alta muestran buen comportamiento y en general están desplantadas sobre zapatas. En la zona baja, dependiendo del sitio, se ha empleado una variedad amplia de cimientos (zapatas, losas, cajones y pilotes de punta), localizándose las más complejas cerca del mar. En esta zona el comportamiento de las cimentaciones ha sido satisfactorio, excepto en contados casos de estructuras apoyadas en zapatas.

### 9.3 Conclusiones

Con base en los datos recopilados y analizados puede aceptarse con carácter preliminar la zonificación del subsuelo presentada en la Fig. 158 .

En la zona alta el subsuelo está constituido por calizas cretosas (sahcab) cuyo espesor se desconoce pero se cree que sea reducido; este material yace sobre calizas de mayor dureza.

10) ISLA COZUMEL, Q. R.

Esta isla está situada en el Mar Caribe, a unos 17 km de la costa oriental de la Península de Yucatán. Mide 15 km de anchura media por 45 km de longitud (Fig. 169).

Por tratarse de uno de los centros turísticos en auge más importantes del país, en los últimos años se

ha presentado un incremento en la construcción de hoteles, así como la ampliación del aeropuerto y un camino perimetral, además del que cruza la isla, en su parte central y comunica a la costa occidental con la oriental. En menor grado, existen obras marítimas.

El desarrollo urbano y turístico ocurre principalmente en la costa occidental, donde se ubica la población de Cozumel (Fig. 170 ), debido a la tranqui-



Fig. 169. Fotografía aérea de Isla Cozumel, Q. R., anterior a la construcción del camino perimetral.

idad de las aguas y baja profundidad del fondo marino, cubierto por una capa de arena de poco espesor.

En general las estructuras más recientes son de concreto reforzado y no exceden de cuatro niveles, siendo la mayoría de uno y dos.



Fig. 170 . Fotografía aérea de la población de Cozumel, Q. R.

### 10.1 Estratigrafía y propiedades

En la superficie de la isla existe una capa de caliza resistente, de espesor variable, a la que subyacen sahcah, calizas suaves y dolomitas, excepto en ciertos tramos de la franja costera occidental, donde la caliza está cubierta por sedimentos marinos y suelos pantanosos, propios de ciénaga y esteros, blandos y de baja resistencia al corte, donde se desarrollan manglares que hacen posible la existencia de suelos orgánicos. Parte del camino perimetral se desarrolla en este tipo de suelos (Fig. 171), de los cuales no se cuenta con información. Sin embargo, el camino ha mostrado buen comportamiento. Otros tramos de la franja costera, están cubiertos por una capa delgada e irregular de suelos arenosos, como se observa en parte de la población de Cozumel; generalmente el ancho de esta franja es reducido. En los tramos restantes aflora la roca como ocurre en la costa oriental (Fig. 172 ).



Fig. 171 . Tramo del camino costero sobre terreno pantanoso.



Fig. 172 . Afloramiento de caliza en la costa oriental.

Las exploraciones más importantes del subsuelo, son las realizadas con fines geohidrológicos, en una zona central y elevada de la isla, en el sitio mostrado en la Fig. 169 .

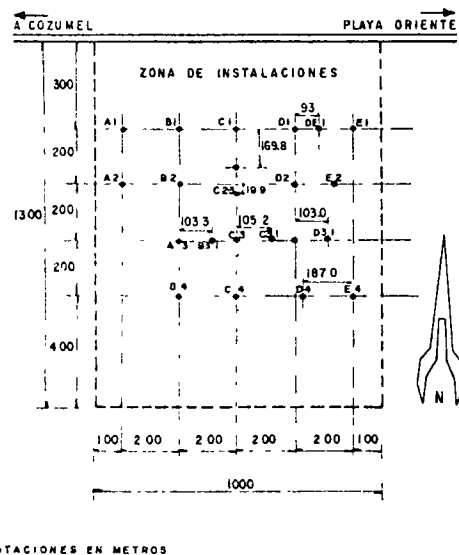


Fig. 173 . Localización de sondeos en la nueva zona de abastecimiento de agua potable.

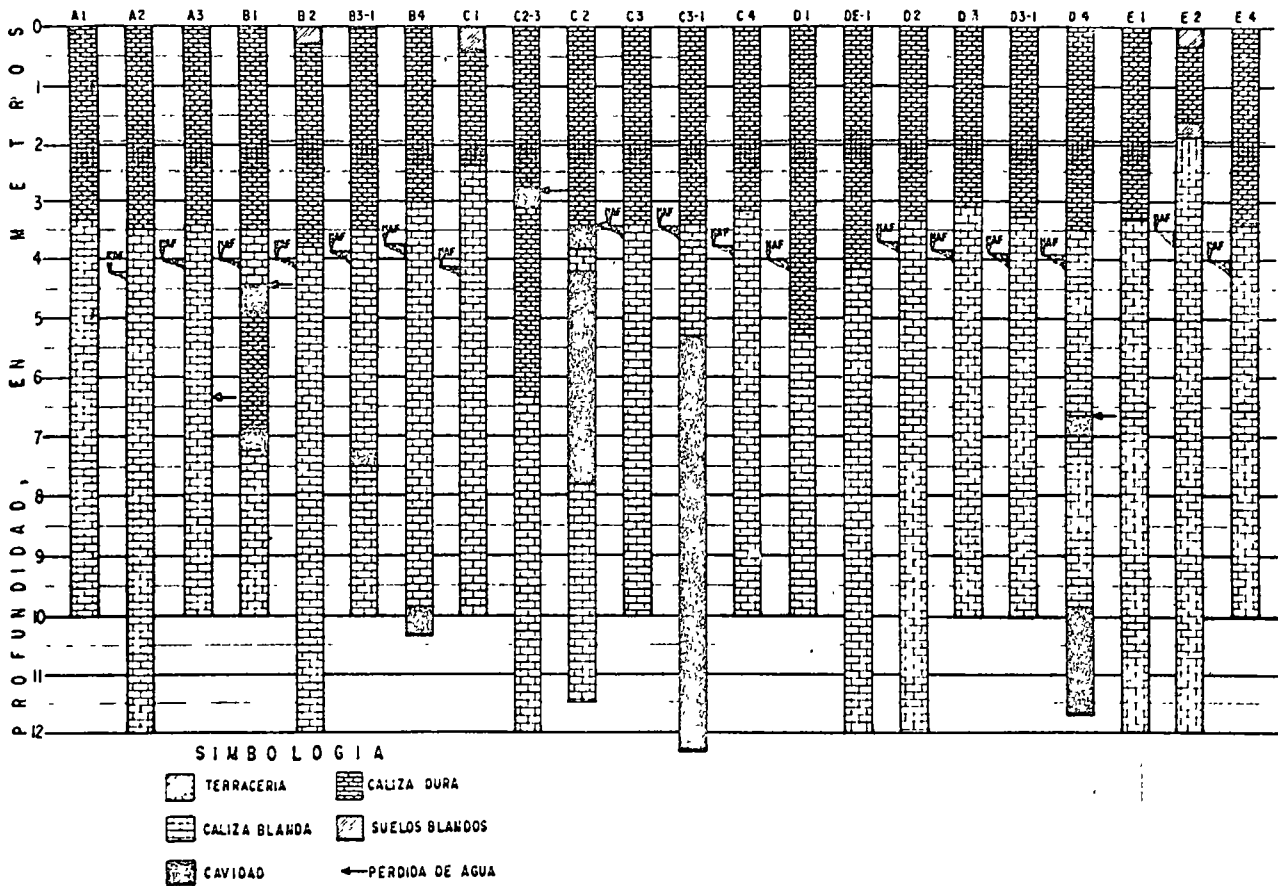


Fig. 174 . Perfiles estratigráficos deducidos de 22 perforaciones

Se hicieron sondeos con obtención de núcleos NX y además 22 perforaciones sin recuperación, empleando brocas triconónicas de 3 1/2" de diámetro; cuyo objetivo era conocer las características cársicas de la roca. La Fig. 173 muestra la disposición de las perforaciones, distribuidas en un área de 48 ha. La longitud de las perforaciones varió entre 10 y 12 m y su diámetro se amplió posteriormente a 25 cm, para usarse como pozos de abastecimiento de agua potable para la población de Cozumel. Estos penetraron sólo algunos metros más allá del nivel freático con objeto de evitar la contaminación de agua salada, ya que la interfase agua dulce-agua salada está a escasa profundidad, dadas las condiciones geohidrológicas de la isla.

En la Fig. 174 están dibujados los perfiles estratigráficos del subsuelo deducidos de las observaciones hechas en cada perforación. En estos perfiles se nota lo siguiente:

- existe una capa superficial de roca resistente con espesor variable entre 2 y 7 m,
- más abajo de la capa superficial continúan calizas de baja resistencia al ataque con broca triconónica,
- existen cavidades de 0.05 a 7.00 m de altura

libre, tanto en la roca resistente como en la suave, presentándose las de mayor altura en la segunda,

d) ocasionalmente aparecen lentes de suelos intercaladas en la roca, como se observó en la perforación E2,

e) en todos los sondeos con cavidades ocurrió pérdida total del agua utilizada en la perforación, y por el contrario, en ninguno de los sondeos sin cavidades.

De lo anterior se concluye que el subsuelo de la zona central de la isla presenta los mismos accidentes geológicos característicos de la Península de Yucatán. Estas condiciones pueden hacerse extensivas a toda la isla, ya que existen evidencias que las confirman, como lo es el gran número de cenotes y depresiones del terreno que se observan. La Fig. 175 muestra una grieta en la roca por asentamiento parcial de la bóveda de una cavidad en El Cedral.

Cerca de la costa, el espesor de la capa superficial resistente es menor que en el centro de la isla, según puede observarse en bancos de préstamo y cortes del camino perimetral; en los bancos existe sah-cab bajo la costra superficial de 0.5 a 1.0 m de espesor (Fig.176 ). El sah-cab está constituido por lodos

marinos, en los que abunda la arena, conchas, caracoles, coral y otros restos de fósiles. La Fig. 177 muestra un depósito marino, de textura arenosa, con fósiles.



Fig. 175. Greta por asentamiento parcial de la bóveda de una cavidad en El Cedral.

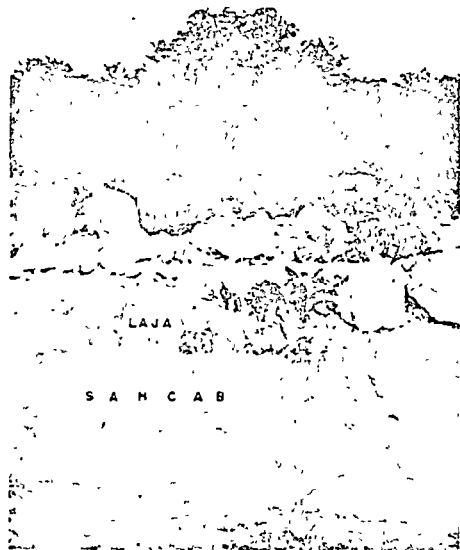


Fig. 176 . Perfil del terreno en un banco de sahcab, cubierto por una capa de roca dura.



Fig. 177 . Corte de un depósito marino arenoso con fragmentos de fósiles..

## 10.2 Cimentaciones

Se presentan dos casos de cimentaciones, de las que se cuenta con algunos datos del subsuelo; uno se refiere a la ampliación del aeropuerto, y otro a un edificio ubicado en la población de Cozumel.

El aeropuerto fue construido en la época de la Segunda Guerra Mundial (1944). Está situado 1.5 km al noreste del área urbana (Fig. 169 ) y consta de dos pistas de 2 150 m de longitud y 41 m de anchura, calles de rodaje de igual longitud y 23 m de anchura y área terminal. La Fig. 178 es una planta del aeropuerto, las superficies en blanco indican las obras de ampliación.

Superficialmente el subsuelo está formado por una capa de suelo vegetal de 15 a 25 cm de espesor, continúa un estrato de roca caliza de 0.6 a 1.0 m de espesor, a la que subyace sahcab, identificado como arena limosa en estado compacto, de baja compresibilidad. Este perfil estratigráfico se dedujo de pozos a cielo abierto efectuados en el área, y de cortes de bancos de préstamo y excavaciones de sitios cercanos. Como accidentes geológicos visibles se citan los siguientes: un cenote denominado Cenote Aeropuerto, localizado al norte de la cabecera 29, y una cavidad con dos entradas de 1 m de diámetro cada una, espaciadas 10 m entre sí, ubicada aproximadamente a 160 m de la cabecera 23 y 15 m a la izquierda del eje de la pista 05-23, con espacio libre vertical bajo la bóveda de 2 m.

Las terracerías de las estructuras citadas, construidas con sahcab, fueron desplantadas sobre la caliza y son de espesor variable, alcanzando 1.4 m en la cabecera 23. El comportamiento de las cimentaciones ha sido satisfactorio.



TABLA 6

Características plásticas y granulométricas de muestras del banco No. 1.

Muestra	Plasticidad LL	LP	Granulometría Grava (%)	Arena (%)	Finos (%)	Clasificación SUCS
1	26	6	32	45	23	SM
2	25	5	33	44	23	SM
3	28	5	31	50	19	SM
4	30	8	34	42	24	SC

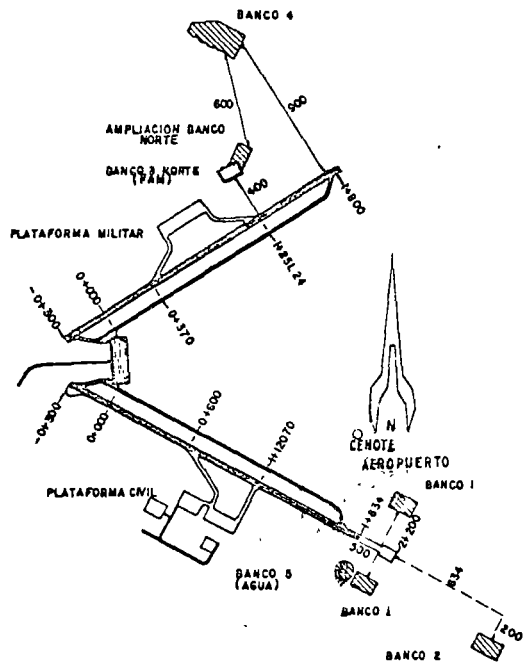


Fig. 178 . Planta del aeropuerto de Cozumel.

Los perfiles del terreno observados en los bancos 1 a 4 se presentan en la Fig. 179 .

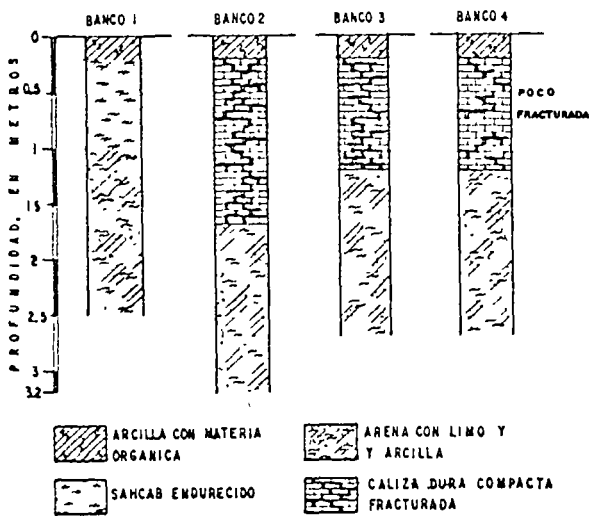


Fig. 179 . Estratigrafía observada en cortes de los bancos 1 a 4 del aeropuerto.

Se ensayaron cuatro muestras de sacab del banco No. 1, obteniendo los resultados anotados en la Tabla 6 . A juzgar por los valores, se concluye que el banco es de características uniformes.

El segundo caso corresponde a un edificio localizado en la población de Cozumel, formado por un cuerpo de oficinas y otro de casas habitación. En el área se hicieron siete pozos a cielo abierto, observando la siguiente estratigrafía: relleno arenoarcilloso negro, de espesor variable (0.20 a 0.85 m); una capa muy delgada de roca resistente y finalmente sacab arenolimoso, compacto, en partes fuertemente cementado. En los pozos no se observó la existencia de cavidades. La cimentación recomendada fue a base de zapatas, desplantadas a 1 m de profundidad (0.5 m bajo el nivel freático), diseñadas con una presión de contacto de 20 ton/m<sup>2</sup>.

Otras estructuras, como el muelle de gravedad (Fig. 180 ), la planta termoeléctrica y algunos edificios de diversas características, muestran buen comportamiento y no se tiene noticia de casos en contra.

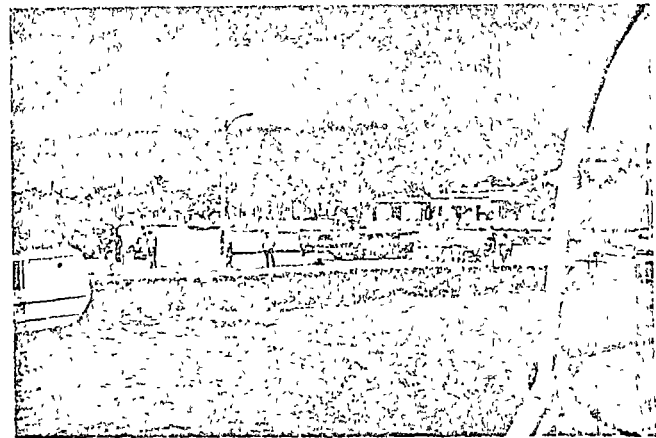


Fig. 180 . Muelle de gravedad de Cozumel.

### 10.3 Conclusiones

El subsuelo de Isla Cozumel presenta características análogas a las de la Formación Carrillo Puerto de la Península de Yucatán.

Existen defectos estructurales tales como cavidades y conductos de disolución, una costra de roca cálcica de espesor variable, delgada en puntos cercanos a la costa, que yace en ocasiones sobre sahcab que es un material suave.

La mayoría de las construcciones son ligeras y

se desplantan en la roca, el resto en sahcab. Todas muestran aparentemente buen comportamiento.

En construcciones futuras no debe olvidarse de la existencia de los accidentes geológicos antes citados, sobre todo en aquellas que por el tipo de estructura vayan a transmitir descargas altas y concentradas al subsuelo.

## 11. LOCALIDADES DEL INTERIOR DE QUINTANA ROO

En igual forma que ocurre en relación con el Estado de Campeche, los datos que se tienen de aquí son muy escasos y con los que se cuenta proceden en su mayor parte de exploraciones realizadas para fines geohidrológicos, excepto el estudio relativo a la cimentación de un ingenio azucarero ubicado en Alvaro Obregón, al Sur del territorio, y de un tramo del camino Escárcega-Chetumal, presentado en el Capítulo 7.

### 11.1 Datos de exploraciones geohidrológicas

Se presentan en este estudio los perfiles geológicos de tres sondeos con obtención de núcleos, dos de ellos (P1 y P2) localizados en el camino Escárcega-Chetumal, kilómetros 21 y 42, con origen en Chetumal, y el tercero (P3) en la zona de captación de agua potable que abastecerá al centro turístico de Cancún, aproximadamente en el kilómetro 23 del camino Mérida-Puerto Juárez, con origen en este último. La localización de los tres sondeos aparece en la Fig. 181.

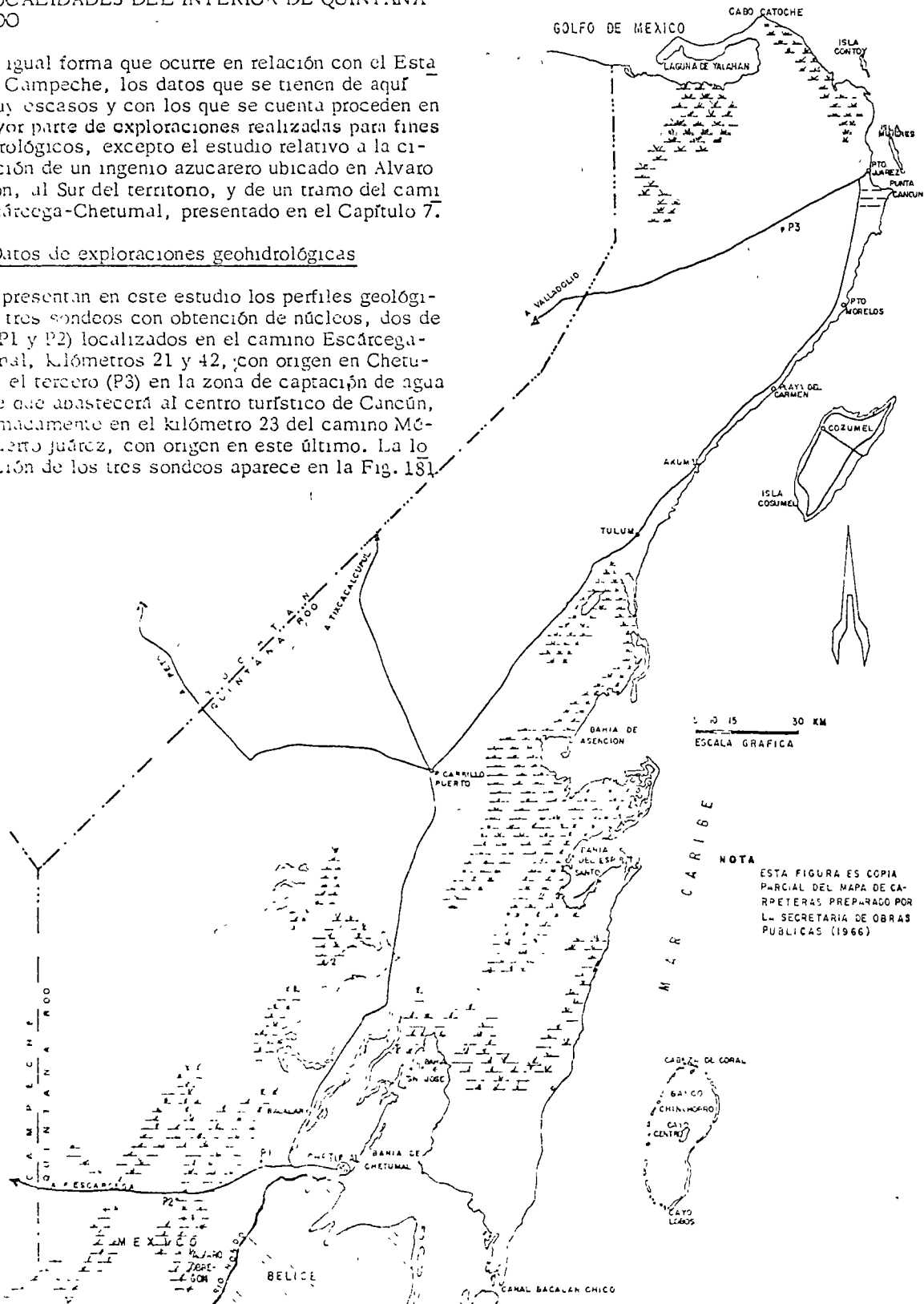


Fig. 181. Mapa de Quintana Roo

En el sondeo P1 (Fig. 182), los primeros 4 m están constituidos por una capa de caliche y caliza meteorizada\*, que yace sobre calizas dolomíticas y dolomitas que se prolongan hasta la profundidad explotada de 106 m, según la clasificación de núcleos re-

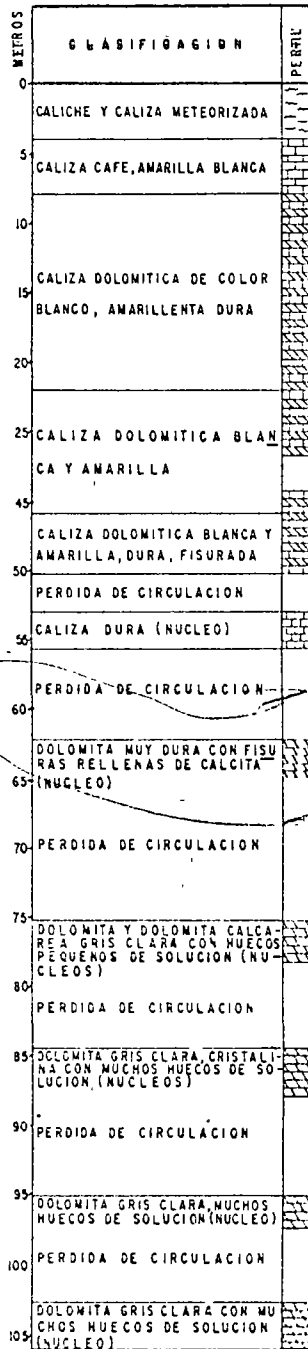


Fig. 182. Perfil geológico del subsuelo en el sondeo P1.

\* Posiblemente se trate de una creta o caliza cretosa que en general se observa en una vasta región, en vez del caliche o caliza meteorizada de la clasificación original transcrita en el perfil de las figuras.

cuperados en tramos alternados con la perforación. En algunos de ellos se observaron huecos pequeños provocados por disolución.

En el sondeo P2 (Fig. 183), hay 2 m de caliche\* al que subyacen calizas blancas con huecos pequeños de disolución, observándose a diferentes elevaciones horizontes de calcarenita. Las calizas se encontraron en toda la longitud de 68 m del sondeo.

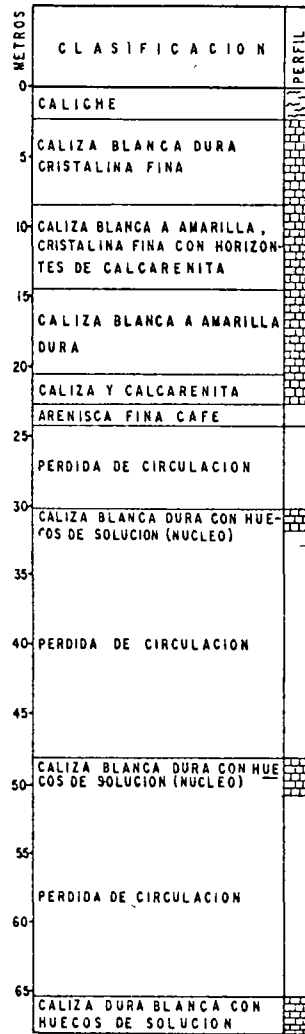


Fig. 183. Perfil geológico del subsuelo en el sondeo P2.

En el sondeo P3 (Fig. 184), ubicado cerca de Cancún, en el kilómetro 23 de la carretera Mérida-Puerto Juárez, en materiales de la Formación Carrillo Puerto, se determinó una capa de caliza fosilífera dura, porosa (laja) de 1 m de espesor; a continuación una capa de 7 m de caliza cretosa, blanda, cavernosa, con macro y microfósiles; después caliza dolomítica dura, estratificada, que se extiende hasta la profundidad de 46 m y finalmente, se recuperaron núcleos de dolomita calcárea. La descripción de las rocas se detalla en la Fig. 184 y se basa en estudios petro-

gráficos. En la Fig. 185 se presentan cuatro diferentes clases de calizas recuperadas en este sondeo.

Es importante hacer notar que en los primeros metros del sondeo P3, existen cavidades que alcanzan 1 m de altura libre, la bóveda tiene 2 m de espesor. En esta área hay evidencias de carsicidad que se manifiesta por el gran número de cavidades con comunicación con el exterior, como la que se ilustra en la Fig. 186.

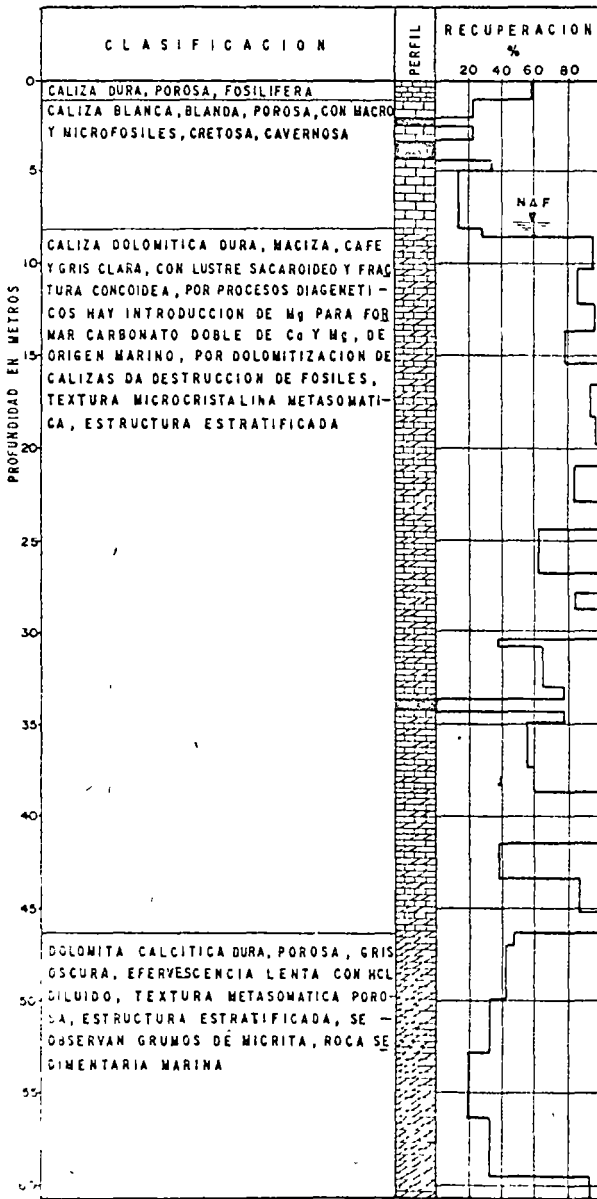


Fig. 184. Perfil geológico del subsuelo en el sondeo P3.

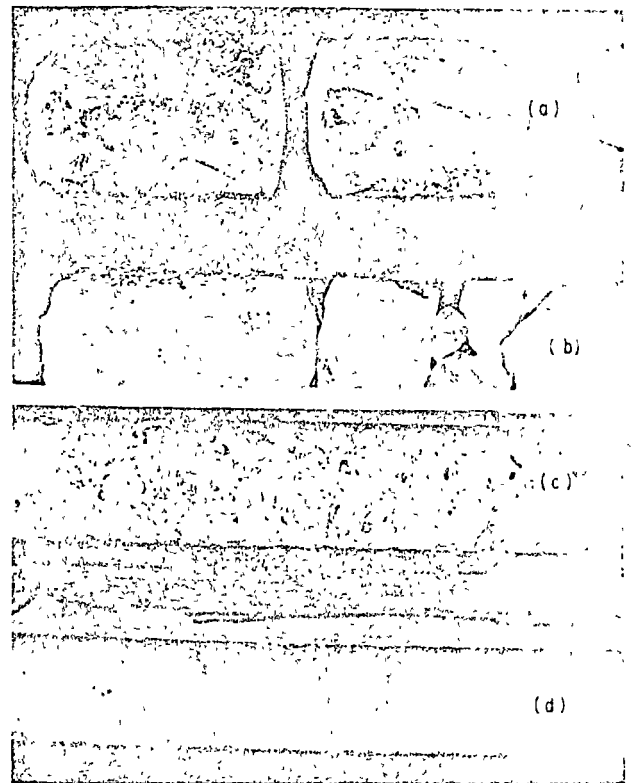


Fig. 185. Tipos varios de rocas calcáreas recuperadas en el sondeo P3: (a), caliza fosilifera, dura, porosa, 1 m de profundidad; (b), caliza cretosa, blanda, con fósiles, 2 m de profundidad; (c), coquina cretosa, 7 m de profundidad; (d), caliza dolomítica, dura, 10 m de profundidad.



Fig. 186. Cavidad grande con acceso reducido de 1 m y bóveda de 0.5 m de espesor mínimo, cercano al sondeo P1.

## 11.2 Alvaro Obregón

En 1964 se realizaron estudios en la población de Alvaro Obregón, cercana a la frontera con Belice para la cimentación de las estructuras y maquinaria de un ingenio azucarero (Fig. 181). Los trabajos de campo consistieron en 12 sondeos de rotación de 20 m de longitud cada uno, cuatro pozos a cielo abierto y en una exploración geofísica por el método de refracción sísmica, para determinar el módulo elástico del terreno. La Fig. 187 es una planta esquemática del ingenio y en ella se marca la posición de los sondeos, pozos y líneas de exploración geosísmica.

Los resultados obtenidos de los 12 sondeos se resumen en la Tabla 7.

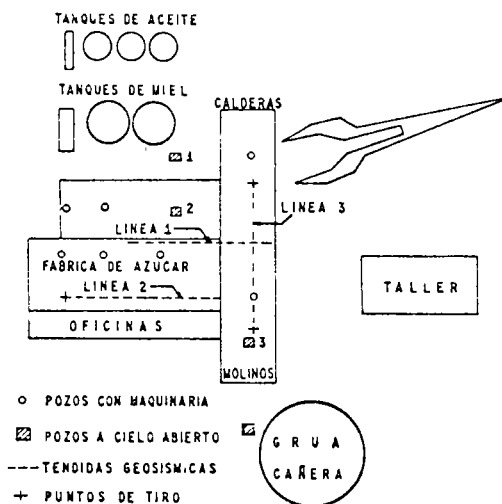


Fig. 187. Planta del ingenio y localización de sondeos y líneas de exploración geosísmica.

TABLA 7

Resumen de los resultados obtenidos en los sondeos de Alvaro Obregón, Q. R.

Sondeo	Profundidad de pérdidas de agua (m)	Espesor de suelos (m)	Profundidad de cavernas (m)
1	9.00	1.40	-
2	9.50	3.50	-
3	11.00	4.10	-
4	11.00	3.15	-
5	12.00	2.15	-
6	9.50	1.80	9.50 a 9.80
7	9.30	1.75	-
8	10.30	1.80	6.50 a 16.75 17.50 a 17.90
9	11.50	3.30	-
10	10.80	2.00	-
11	9.75	1.90	9.75 a 10.05
12	9.90	2.05	-

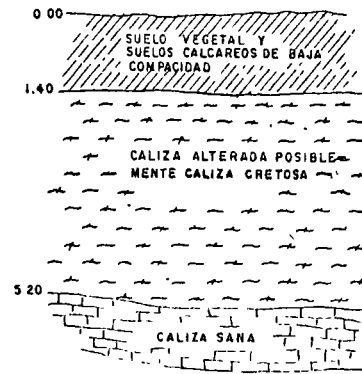


Fig. 188. Perfil del terreno en Alvaro Obregón, Q. R.

a) la estratigrafía está definida por una capa de suelo vegetal y suelos calcáreos de baja compactación, de 1.4 m de espesor medio; una capa de caliza alterada (posiblemente caliza cretosa, conocida regionalmente como sahcab); y después de 5.2 m de profundidad caliza sana. Un esquema del corte del terreno en esta localidad aparece en la Fig. 188. Este tipo de formación aflora en la zona comprendida entre el Río Hondo y la cadena de lomeríos que limita al polje de Alvaro Obregón, ubicado en la Formación Bacalar;

b) la profundidad mínima en la que ocurrieron pérdidas del agua usada en la perforación, fue de 9 m; a partir de ésta aumentó notablemente la permeabilidad de la roca, debido quizá a que el agua subterránea, cuyo nivel freático está a una profundidad también del orden de 9 m, contribuye en mayor grado a disolver el carbonato de calcio de la roca, aumentando su porosidad;

c) el espesor del suelo vegetal y de los suelos calcáreos poco cementados y de baja compactación, varó entre 1.4 y 4.1 m, los cuales se perforaron fácilmente con espiral; sin embargo, la observación directa de los pozos a cielo abierto proporcionó una estratigrafía más confiable como la ya descrita;

d) en tres de los sondeos se descubrieron cuatro cavidades de 0.25 a 0.40 m de altura libre, dos de ellas a igual elevación que el nivel freático.

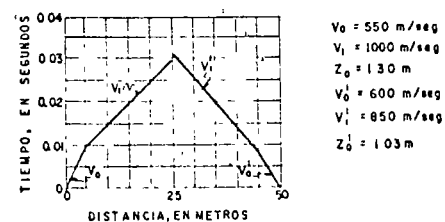


Fig. 189. Velocidades de propagación en la línea geosísmica 3.

En el estudio geosísmico se exploraron tres líneas (Fig. 187) para determinar los valores de los

módulos de elasticidad dinámico ( $E_d$ ) y estático ( $E_e$ ). La Fig. 189 muestra las gráficas distancia vs tiempo correspondientes a una de ellas. Los valores calculados para ambos módulos se señalan en la Tabla 8.

TABLA 8

Valores de los módulos elásticos dinámico y estático.

Capa	Profundidad (m)	$E_d$ ( $kg/cm^2$ )	$E_e$ ( $kg/cm^2$ )
1	0 a 1.4	$2.3 \times 10^4$	$2.1 \times 10^4$
2	1.4 a 5.2	$5.4 \times 10^5$	$5 \times 10^5$

Considerando que el módulo elástico es función lineal de la profundidad en un material homogéneo e isótropo, ya que la densidad y la velocidad de propagación de las ondas crece proporcionalmente con ella, puede aceptarse que a 2.5 m de profundidad  $E_e$  vale  $2 \times 10^5 kg/cm^2$ . La gráfica de la Fig. 190 relaciona valores de dicho módulo con la profundidad, conforme a la consideración anterior.

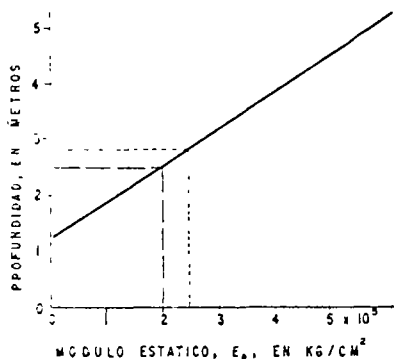


Fig. 190. Gráfica que relaciona al módulo estático con la profundidad.

Los procedimientos de exploración geofísica y criterios aplicados para el cálculo de los módulos elásticos, fueron iguales a los expuestos en el inciso 3.5.

Con base en los estudios realizados se recomendaron cimientos superficiales del tipo de zapatas, desplantados bajo la primera capa y diseñados para una capacidad de carga supuesta de  $20 ton/m^2$  bajo la acción de cargas estáticas. Para la construcción se recomendó eliminar el suelo vegetal, los suelos de baja compacidad y la roca superficial suelta, y observar cuidadosamente la existencia o no de cavidades y sus características con el fin de aplicar, en caso necesario, las medidas apropiadas para su tratamiento.

### 11.3 Conclusiones

A pesar de que los sitios presentados en este capítulo son únicamente cuatro, y de que están muy distantes entre sí (unos 350 km los más alejados) y ubicados en formaciones diferentes, el subsuelo en ellos está formado por rocas calcáreas sometidas a procesos de disolución, como lo demuestran las cavidades detectadas en el sondeo P3, localizado al Norte, y en Alvaro Obregón, al Sur del Territorio de Quintana Roo. En este último sitio, así como donde se ubican los sondeos P1 y P2, la Ciudad de Chetumal y Bacalar, existen superficialmente calizas cretáceas (sahcab), cuyas características se han presentado en capítulos anteriores, las cuales son propias de la Formación Bacalar.

## 12. OTRAS LOCALIDADES DE LA COSTA DE QUINTANA ROO

Bordeando la costa de Chetumal a Tulum (Fig. 181) pasando por las bahías de Chetumal, San José, del Espíritu Santo y de la Ascensión, las poblaciones que en ella se encuentran corresponden sólo a caseríos muy aislados y no hay obras de importancia. Por tanto, sólo se cuenta con datos generales sobre la geología superficial. Este tramo de la costa está formado por terrenos de muy baja elevación sobre el nivel del mar, en su mayor parte inundados, constituyendo ciénagas y marismas comprendidas entre cordones litorales y tierra firme. Bajo los suelos propios de esta áreas se encuentran a poca profundidad, en ocasiones aflorando, las rocas sedimentarias de la Península, correspondientes a la Formación Carrillo Puerto.

Una situación semejante a la descrita ocurre en el tramo de costa del extremo norte que abarca de Puerto Juárez al límite con el Estado de Yucatán, pasando por Cabo Catoche y la Laguna Yalahau.

En el tramo comprendido entre Puerto Juárez y Tulum, se alojan las principales poblaciones y puertos de la Costa de Quintana Roo, exceptuando Chetumal que se presenta aparte, en el Capítulo 9. Estas son el propio Puerto Juárez, la zona turística de Cancún en proceso de desarrollo, Puerto Morelos, Playa del Carmen y otras menos importantes. Frente a este tramo se ubican Isla Cozumel e Isla Mujeres, la primera tratada en el Capítulo 10.

El único sitio explorado, excepcionalmente en forma intensa, es el área de Cancún. De Puerto Morelos y Playa del Carmen sólo se cuenta con datos vagos del subsuelo y del comportamiento de cimentaciones.

En la costa oriental la corriente es siempre de Sur a Norte y con una velocidad media de 0.8 nudos. Cabe mencionar que en el canal entre Playa del Carmen y la Isla de Cozumel la velocidad media de la corriente es de 2.0 nudos. Los acarreo son muy pequeños y tienen el sentido Sur-Norte (Ref. 15).

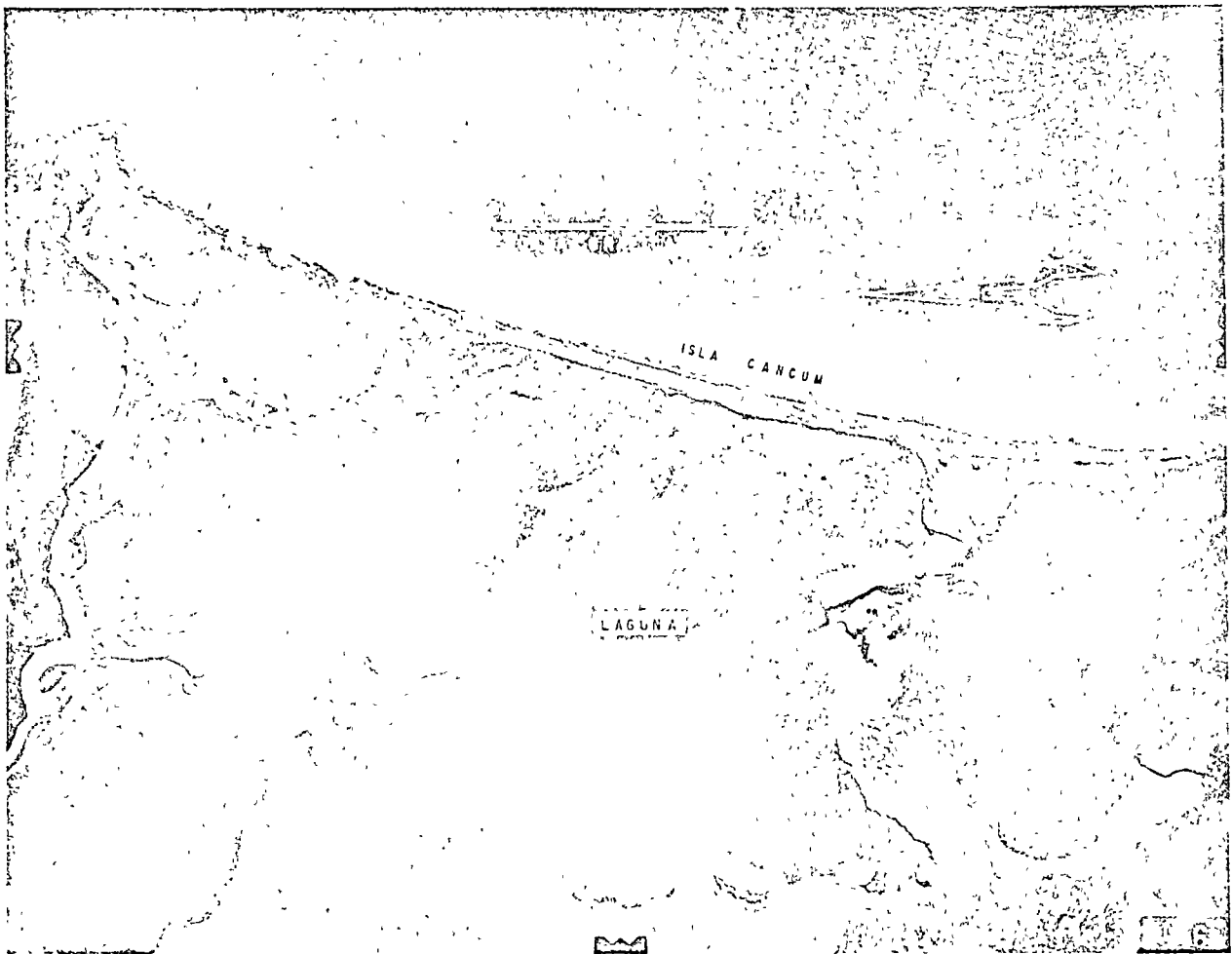
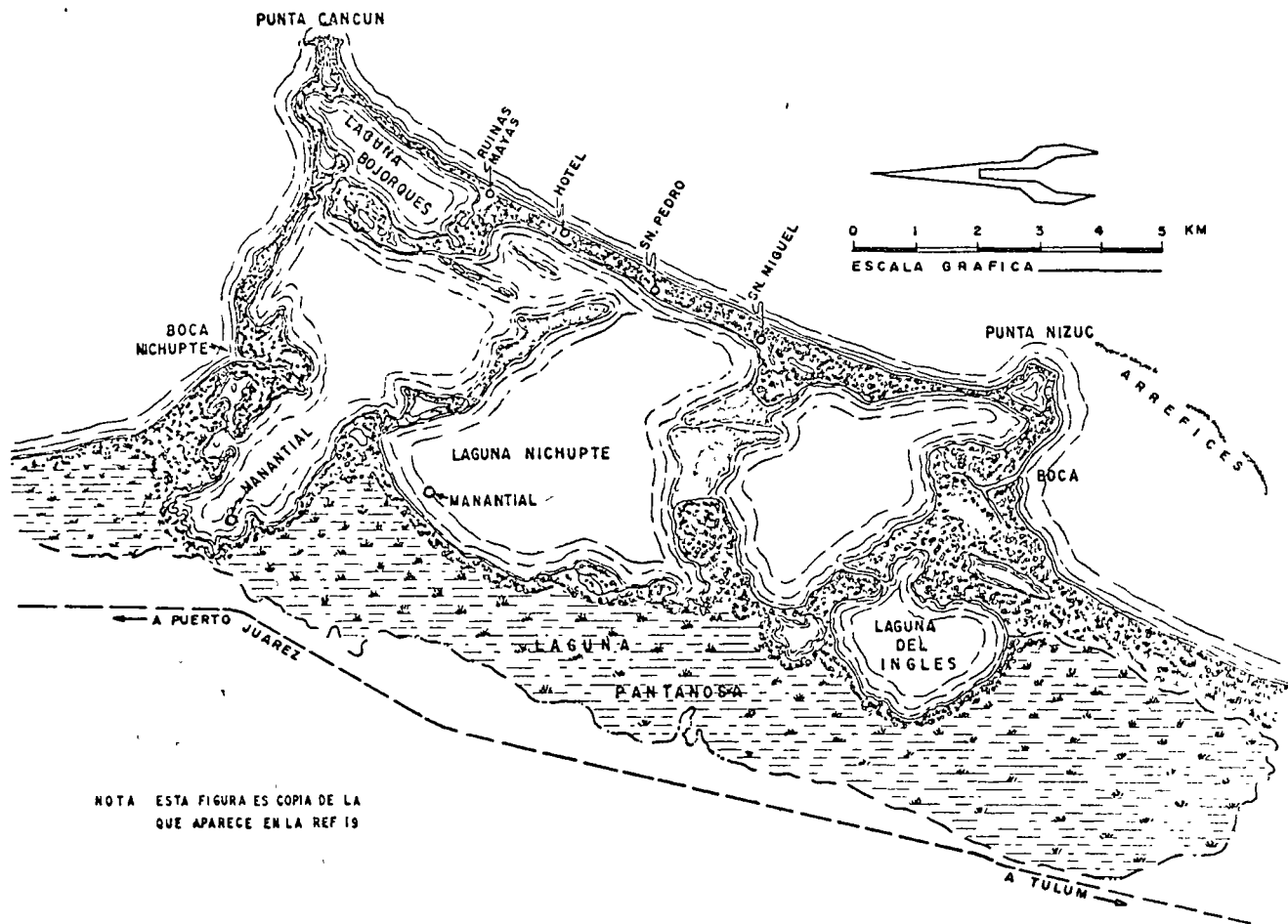


Fig. 191. Fotografía aérea del área de Cancún





NOTA ESTA FIGURA ES COPIA DE LA QUE APARECE EN LA REF 19

Fig. 192. Esquema del área de Cancún

### 12.1 Cancún

En el área de Cancún, limitada al Este por el Mar Caribe, al Oeste por el camino Puerto Juárez-Tulum, al Sur por Punta Nizuc y al Norte por Punta Cancún, está en desarrollo actualmente un vasto programa que convertirá la zona en una de las más visitadas de la República. En ella se alternan ciénagas pantanosas, lagunas y playas y constituye para algunos especialistas un laboratorio a escala natural donde se puede observar el proceso de formación de las calizas que constituyen la plataforma de toda la Península.

La configuración típica de la región está representada por sucesivas dunas de arena endurecida que descansan sobre la roca caliza de la plataforma continental, existiendo entre ellas lagunas y pantanos en

los que tiene lugar un proceso de precipitación de sedimentos de origen animal y vegetal. Sobre estas dunas de arena cementada el viento ha acumulado una faja de arena de 11 km de longitud, 400 m de anchura y de unos 12 m de espesor, que se le conoce como Isla Cancún, pero que en realidad constituye un cordón litoral (Fig. 191).

Frente a la playa la plataforma caliza se prolonga hasta 1.5 km con una profundidad de 10 m, descendiendo después bruscamente al profundo Mar Caribe.

La laguna emplazada entre Isla Cancún y tierra firme no es un sólo cuerpo de agua, sino que está subdividida en varios (Fig. 192). Los sondeos realizados en ellos muestran que la lámina de agua es de 1 a 3 m de espesor y que en los bajos divisorios los

depósitos de laguna costera alcanzan un espesor hasta de 10 m. La laguna tiene dos bocas que la comunican con el mar, una de ellas, que se abre al Norte, denominada Nichupté; en parte se alimenta de agua subterránea que proviene del macizo continental que

fluye en forma de manantiales, algunos de los cuales se representan en la Fig. 192.

A lo largo del camino Ciudad de Servicios-Punta Cancún, en la laguna y en algunos puntos del cordón

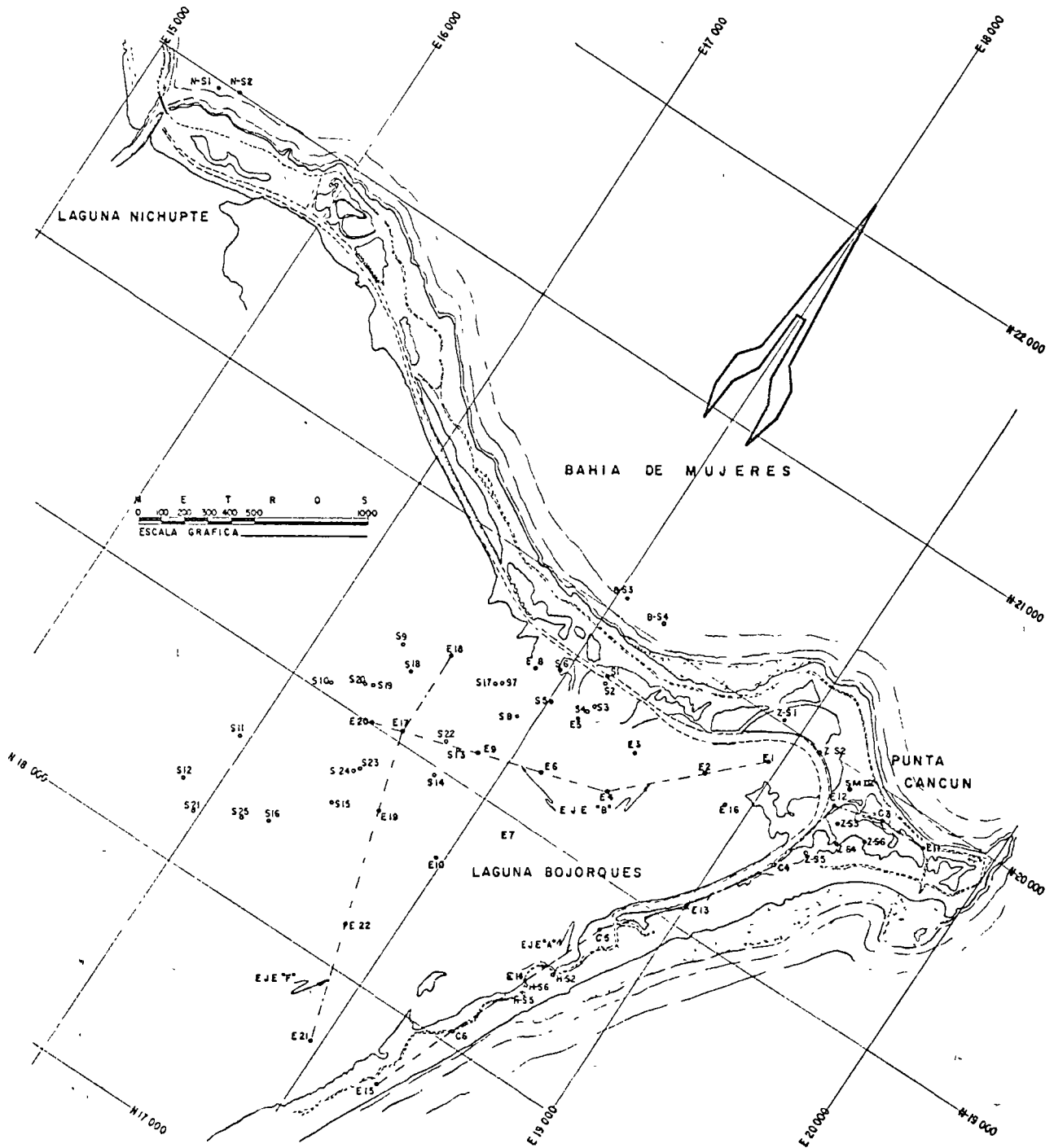


Fig. 193. Localización de sondes

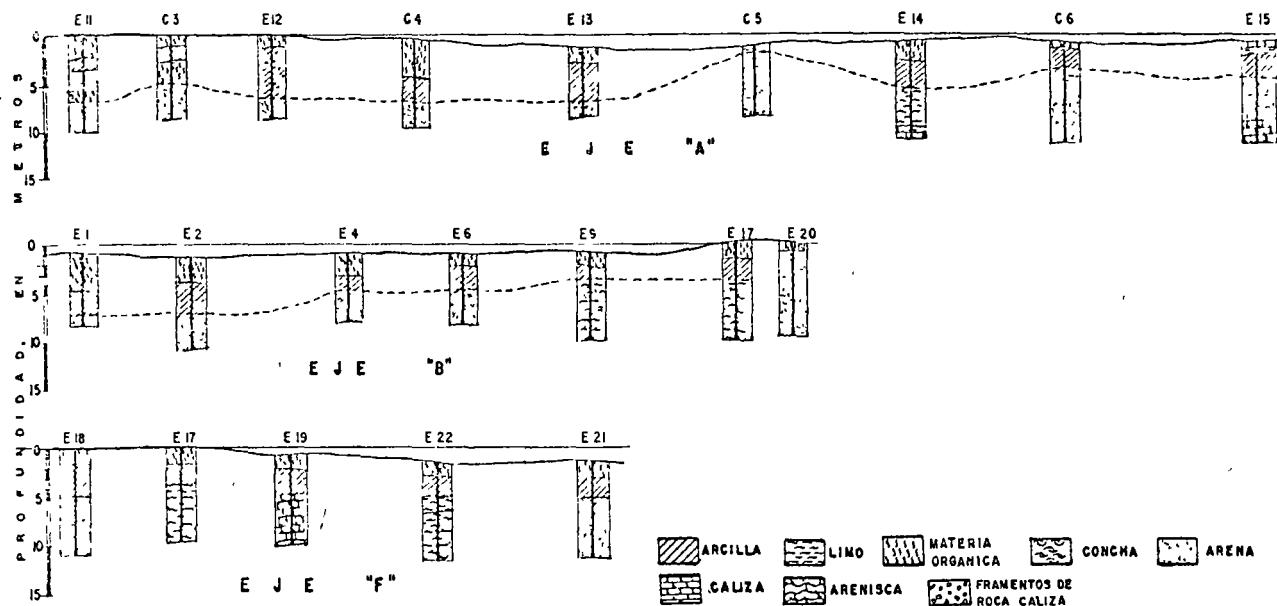


Fig. 194. Perfiles estratigráficos en los ejes A, B y F de la Fig. 193

itoral (Isla Cancún) se han realizado estudios geotécnicos.

#### 12.1.1 Laguna Cancún

La investigación de los depósitos del fondo lacustre se efectuó con miras a determinar las características de los sedimentos para su utilización como rellenos del campo de golf, parte del camino, y otras áreas sumergidas.

Se cuenta con información de sondeos, ubicados como se presenta en el croquis de localización de la Fig. 193, que permiten conocer la estratigrafía, propiedades obtenidas en muestras inalteradas y resistencia a la penetración estándar (Fig. 194 a 196). En la Fig. 197 se dan las curvas granulométricas de muestras arenosas pertenecientes a los sondeos que en ellas se indican.

La estratigrafía general puede resumirse en la siguiente forma:

De la superficie hasta una profundidad de 0.5 a 3.0 m, el material de depósito es arenolimoso (SM), muy suelto, con fragmentos de conchas y materia orgánica. Subyace a este estrato una capa de arcilla arenosa de mediana plasticidad (CL-CH) de consistencia blanda, con materia orgánica; el contenido natural de agua es del orden del límite líquido o algo mayor variando ambos entre el 50% y el 80%; la resistencia a la penetración es muy pequeña siendo de 2 a 3 golpes como máximo. El espesor medio

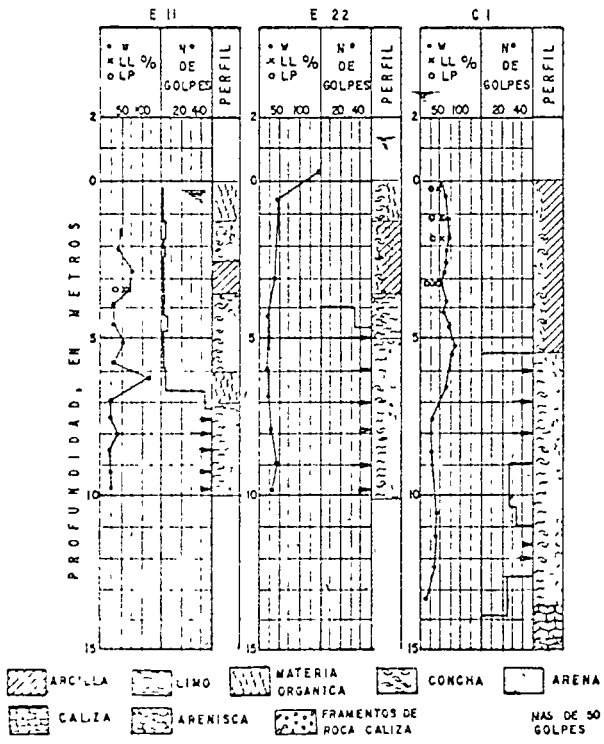
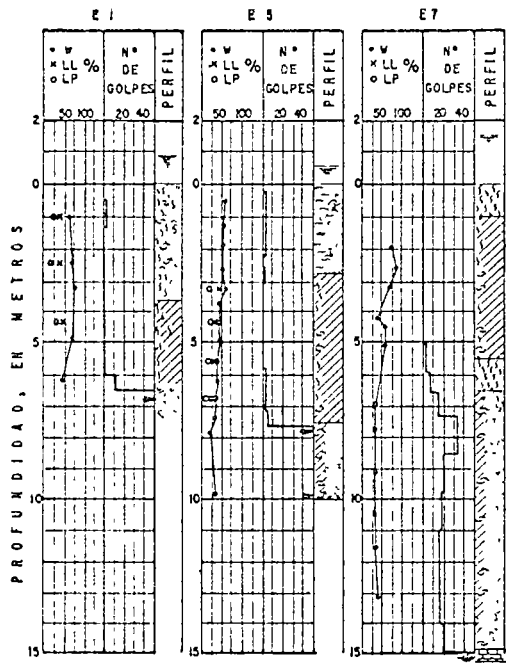
de este estrato es de 2.0 m, aunque en ciertos casos llega a ser mayor de 4 m. A la capa arcillosa le sigue un estrato de arena fina, uniforme, de bajo contenido de finos no plásticos (SP-SM); el contenido de agua natural es de 25% en promedio y se mantiene constante con la profundidad; la resistencia a la penetración es, en general, superior a 50 golpes. La profundidad a que aparece este estrato es muy variable, siendo al este de la laguna de 5 a 6.5 m y en el lado oeste varía entre 3 y 4 m, aunque en ciertos casos es de 1 m, así pues existe una disminución del espesor de los estratos de Este a Oeste.

La investigación de los depósitos del fondo lacustre permitió formular recomendaciones en el sentido de utilizar como relleno, preferentemente la arena del estrato inferior, ya que el empleo integral de estos sedimentos daría lugar a asentamientos considerables.

#### 12.1.2 Hotel

En el sitio donde se ha proyectado construir un hotel, se realizaron varios sondeos de penetración estándar y de recuperación de muestras, de 8 a 11.5 m de profundidad, cuyo emplazamiento se presenta en la Fig. 193. En las muestras inalteradas que se obtuvieron se practicaron pruebas de laboratorio para determinar las propiedades de estos suelos. En la Fig. 198 se muestra el perfil estratigráfico, el contenido de agua natural, los límites de Atterberg y el número de golpes en penetración estándar de uno de los sondeos mencionados.

La estratigrafía que muestran estos sondeos es bastante uniforme y se puede resumir en un solo estrato de arena fina limosa (SM, SP-SM), con diferentes grados de compactación y de cementación, encontrándose a 12 m de profundidad la roca caliza, conforme con lo observado en otros sondeos en sitios



[Symbol] ARCILLA    [Symbol] LIMO    [Symbol] MATERIA ORGANICA    [Symbol] CONCHA    [Symbol] ARENA  
 [Symbol] CALIZA    [Symbol] ARENISCA    [Symbol] FRAGMENTOS DE ROCA CALIZA    [Symbol] MAS DE 50 GOLPES

Fig. 195. Sondeos en la laguna.

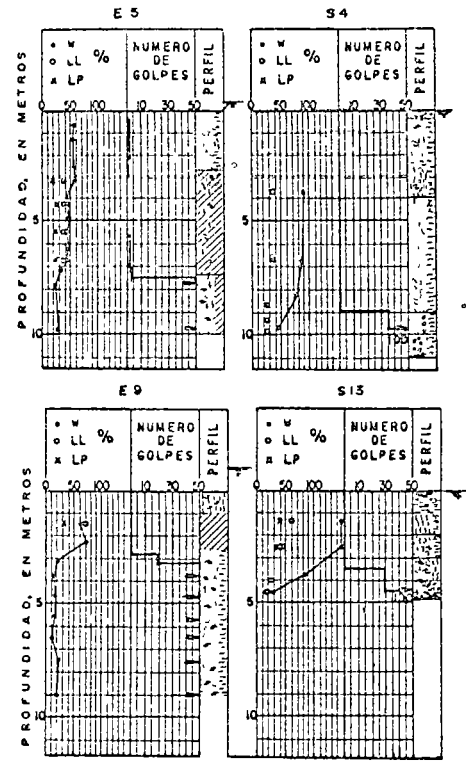


Fig. 196. Sondeos en la laguna.

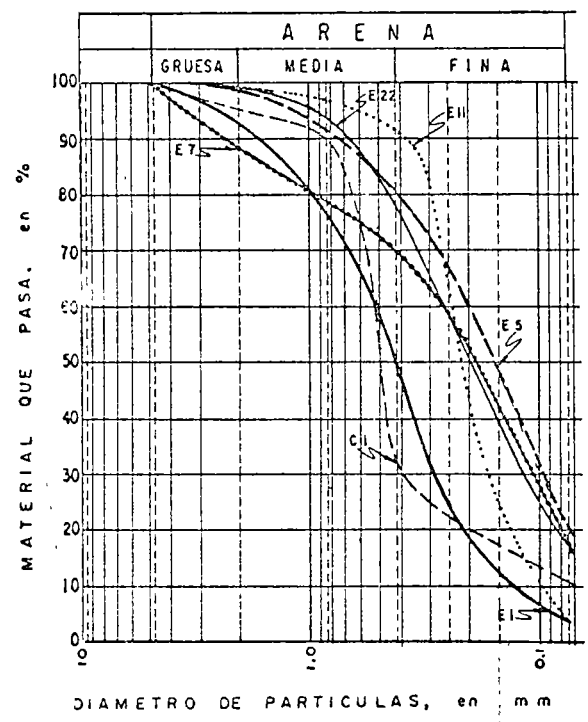


Fig. 197. Curvas granulométricas de Sondeos en la laguna.

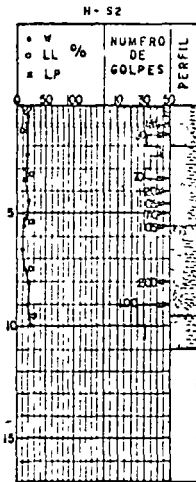


Fig. 198. Sondeo en la zona del hotel

cercanos. A 3 m de profundidad se encuentra un estrato de arena cementada de considerable dureza de la que se tomaron dos muestras, que previamente saturadas, dieron resistencias en compresión simple de  $15 \text{ kg/cm}^2$  y  $25 \text{ kg/cm}^2$ . Entre este estrato de arena limosa cementada y el fondo rocoso se encuentra una capa de sahcab que da un número de golpes menor que 5 y cuyo espesor varía entre 3 y 8 m, siendo posible la existencia de carvenas en este estrato.

Los resultados de las pruebas, los cálculos de asentamientos y la capacidad de carga, permitieron recomendar una cimentación consistente en zapatas corridas o losa de cimentación, con apoyo en el estrato de arena limosa muy cementada. Se recomendó también efectuar sondeos exploratorios a fin de detectar la posible existencia de alguna caverna en la zona de desplante de la cimentación.

### 12.1.3 Zona comercial

Como parte del programa de desarrollo del Centro Turístico de Cancún se ha proyectado una zona comercial. Para determinar las condiciones del terreno de cimentación en esta zona se practicaron varios sondeos obteniéndose muestras inalteradas del suelo y roca y efectuándose también sondeos de penetración estándar. Algunos de los datos obtenidos en estos sondeos se muestran en las gráficas de la Fig. 199.

El perfil estratigráfico en esta zona es semejante a los que se tienen en áreas cercanas ya estudiadas. Desde la superficie hasta 7.4 m de profundidad existe un estrato de depósitos sedimentarios recientes que descansa sobre un horizonte de roca caliza de 1 m de espesor; bajo éste se encuentra un estrato de sahcab, y por último a una profundidad que varía entre 15.7 y 17 m aparece un fondo rocoso que

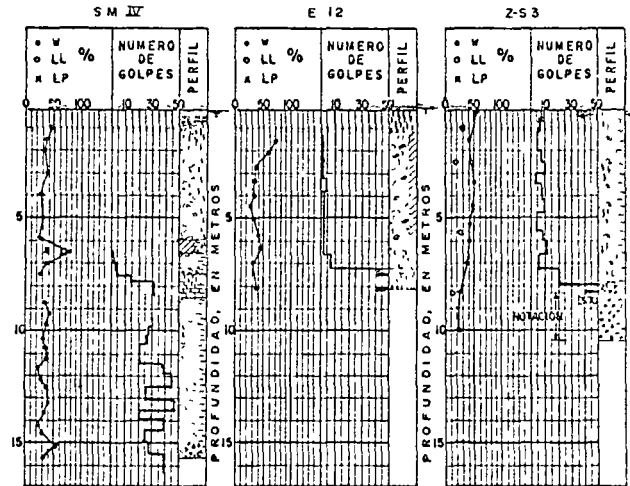


Fig. 199. Sondeos en la zona comercial

se detecta hasta la profundidad máxima explorada de 22 m.

Los depósitos superficiales están formados por arenas finas limosas cuya compactidad varía entre suelta a muy suelta y por arcillas de consistencia suave y turba. Estos sedimentos exhiben una cohesión de 0 a  $2 \text{ ton/m}^2$ , con un promedio aritmético de  $1 \text{ ton/m}^2$ , el ángulo de fricción interna varía entre  $1^\circ$  y  $30^\circ$  correspondiendo el máximo a arena fina prácticamente limpia.

El contenido de agua natural en las arcillas varía entre 70 y 75%, en las arenas es del 30% y en la materia orgánica (turba) alcanza valores de 500%.

En el fondo de roca caliza, a 17 m de profundidad, la resistencia varía entre 700 y  $2\,600 \text{ ton/m}^2$  con un valor promedio de  $1\,800 \text{ ton/m}^2$ . La resistencia del estrato de roca caliza que se encuentra a 7.5 m de profundidad no se pudo medir porque no fue posible la obtención de muestras inalteradas.

Con base en estos resultados se recomendaron cimentaciones de zapatas y losas corridas para edificios de uno y dos niveles, y pilotes de punta apoyados en el fondo rocoso profundo cuando se trate de edificios de más niveles.

Tanto en los sondeos del Centro Comercial como en los del interior de la Laguna Cancún se observa heterogeneidad en la estratigrafía y propiedades, esto se atribuye en parte a que los sondeos fueron realizados por diferentes ejecutores.

### 12.1.4 Puente Nichupté

La carretera de acceso al Centro Turístico de Cancún cruza el Canal de Nichupté por lo que se pro

yectó un puente, que actualmente se construye en este sitio. Este puente da paso a embarcaciones en una altura libre de 4 m.

En la zona del Canal de Nichupté la plataforma caliza está cubierta, como las otras zonas estudiadas, por depósitos sedimentarios recientes constituidos por arcillas finas calcáreas, de baja resistencia al esfuerzo cortante, y limos y arcillas de consistencia suave que contienen materia orgánica. En pruebas de carga rápida, no drenadas estos sedimentos exhiben una cohesión que varía de 0.7 a 3.5 ton/m<sup>2</sup>, la humedad de los suelos cohesivos varía con el contenido de arena, quedando comprendida entre el 31% y 69%; en las arenas limpias es del orden de 24% y en los suelos con alto contenido de turba alcanza valores del 100%.

Con base en la resistencia a la compresión simple de especímenes de roca caliza, probados en laboratorio, se estimó la capacidad de carga entre 1 100 y 1 250 ton/m<sup>2</sup>.

La cimentación se resolvió con cilindros de concreto armado apoyados sobre el estrato de roca caliza.

Posteriormente a la construcción de los terraplenes de acceso se realizaron dos sondeos de penetración estándar y dos de rotación con obtención de muestras de la roca caliza subyacente. La ubicación de estos sondeos se muestra en la Fig. 200. El porcentaje de recuperación, el número de golpes en penetración estándar, el contenido de agua y los límites de Atterberg se presentan en los perfiles de la Fig. 201. La Fig. 202 muestra las granulometrías de uno de los sondeos efectuados.

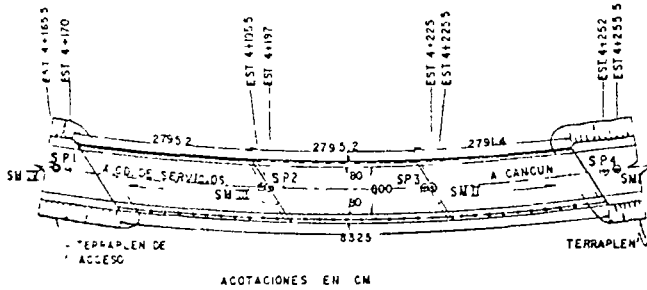


Fig. 200. Planta del cruce Nichupté

En los tres primeros metros el relleno se encuentra en estado compacto y tiene un contenido de agua inferior al 25%, bajo esta profundidad el contenido de agua del relleno aumenta y la compactación disminuye, llegando al estado suelto en el contacto con los depósitos lacustres, debido a que en esta parte el material fue colocado a volteo.

Los asentamientos ocurrieron en su mayor parte durante la colocación de los terraplenes, poste-

riormente han sido imperceptibles. Dada la uniformidad de los suelos arenosos, su estado suelto y que se encuentran saturados, existe riesgo de colapso ante la acción de fuerzas externas que los perturben.

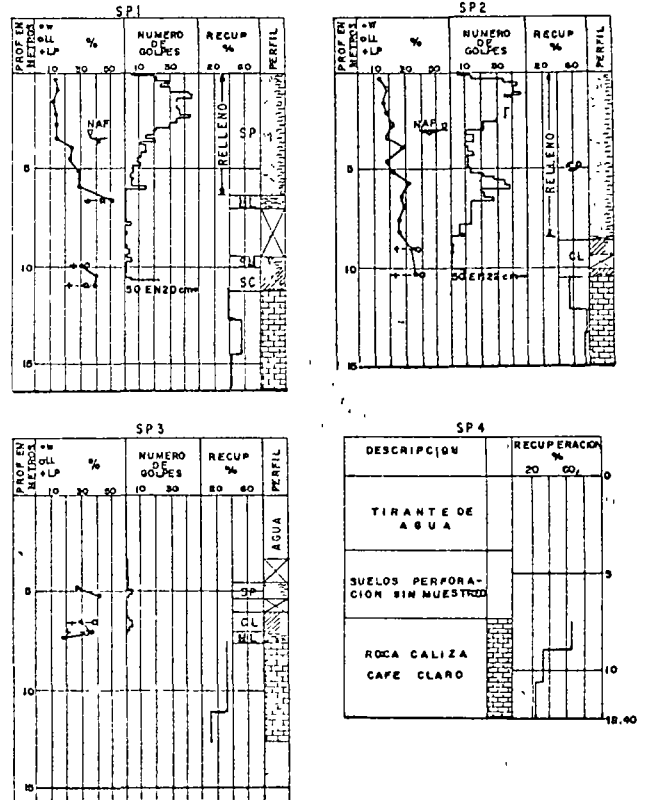


Fig. 201. Sondeos del Puente Nichupté después de la colocación de los terraplenes

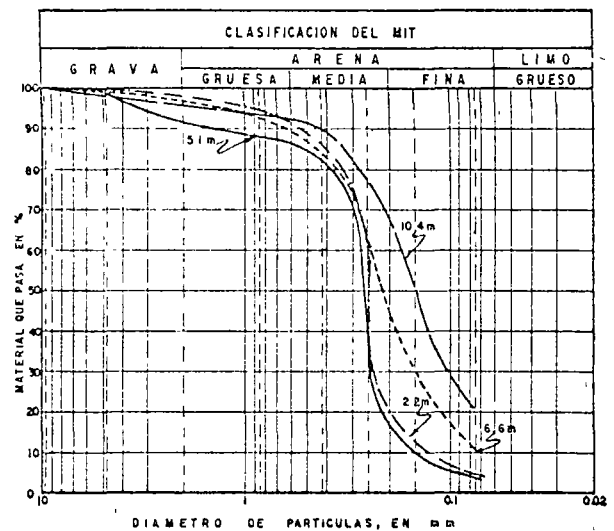


Fig. 202. Granulometrías del sondeo SP1 del cruce Nichupté

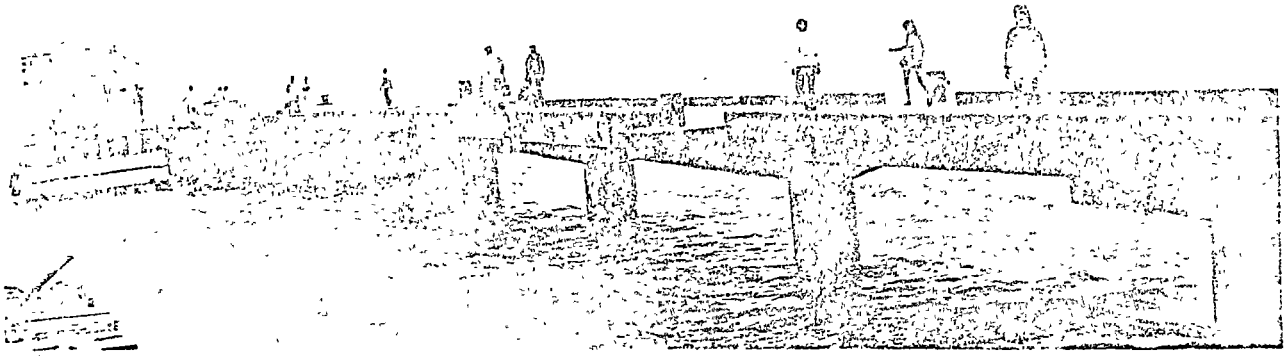


Fig. 203. Nuevo muelle de Playa del Carmen

### 12.2 Puerto Morelos y Playa del Carmen

De estos sitios sólo se tiene una idea aproximada del subsuelo ya que no existen datos de estudios. Del lado del mar, el fondo rocoso está cubierto por arenas calcáreas de reducido espesor, según se deduce de la geología superficial y de algunas cimentaciones de estructuras marinas. A manera de ejemplo, se presenta en la Fig. 203 el muelle de Playa del Carmen, de construcción reciente, apoyado en cilindros, colados in situ con ademe metálico, desplantados en la caliza. La fotografía de la Fig. 204 corresponde a un antiguo faro, cuya cimentación falló debido a la socavación causada por el efecto erosivo del oleaje en el depósito arenoso sobre el que se desplantó. Su inclinación es de  $13.5^\circ$  respecto a la vertical.

### 12.3 Conclusiones

Los espesores de arena observados en los cordones litorales son mayores que a lo largo de la costa del Golfo de México. A ella subyacen las rocas calcáreas.

En la Laguna de Cancún, los sedimentos también alcanzan espesores importantes y existen áreas con suelos altamente orgánicos y turbas.

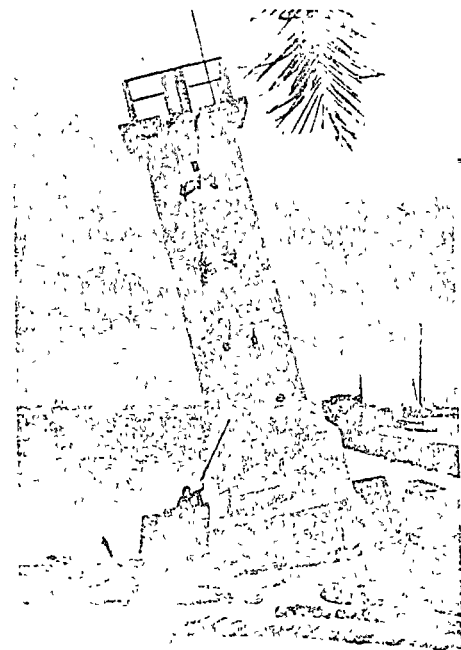


Fig. 204. Falla por socavación de la cimentación de un faro en Puerto Morelos.

### 13. CONCLUSIONES

Al final de cada uno de los capítulos que se refieren a las diversas localidades objeto del presente estudio, se incluyen las conclusiones particulares correspondientes, por lo que a continuación sólo se anotarán las de carácter general a la Península de Yucatán.

Destaca a primera vista que el subsuelo está constituido por rocas calcáreas, con una estructura secundaria muy desarrollada, representada en particular por cavidades y conductos de disolución. Además existen depósitos de sedimentos blandos producto de la erosión vertical, confinados en cavidades; así como otras irregularidades.

La dureza de las rocas es muy variable, encontrando desde muy blandas hasta duras.

La capa de suelo vegetal, salvo en regiones ubicadas al sur de la Península, es muy delgada, y en muchas localidades no existe.

Las cavidades producidas por el hombre, abundan en determinados sitios, principalmente en áreas urbanas.

Estas características de la plataforma yucateca, hacen que las condiciones aparentemente uniformes desde un punto de vista geológico, no lo sean para fines de cimentaciones, agravándose esto por la distribución aleatoria de los distintos accidentes, aún en áreas pequeñas.

En años recientes, a medida que las edificaciones van adquiriendo importancia, se ha desarrollado la aplicación de la Mecánica de Suelos y Rocas.

Sin embargo se observa a la luz de la información analizada, que los procedimientos de exploración y métodos de análisis se ven influenciados por los criterios usuales en la Mecánica de Suelos, que en ocasiones son erróneos al aplicarlos de los medios granulares a los rocosos, especialmente a calizas donde la carsicidad es importante.

Es notoria la deficiencia o mala aplicación de los procedimientos de exploración, en particular en lo referente a la detección de cavidades. Hay casos en los cuales se ha fracasado, sobre todo por deficiencias atribuibles al desconocimiento del subsuelo. Esto se ha comprobado al encontrar de modo casual, cavidades debajo de superficies previamente exploradas. En este sentido es muy importante hacer hincapié en que deben realizarse investigaciones correctas y apropiadas, ya que uno de los problemas principales de las cimentaciones en la Península, está representado por la presencia de cavidades.

Prácticamente en toda la zona central y norte de la Península, se observa con regular frecuencia, una capa superficial de caliza resistente que se extiende

como una losa de espesor variable, pero en general pequeño, la cual cubre a rocas más suaves, tales como el denominado sahcab que aparece en gran número de sitios, y que es un material en general disgregable, cuya compactidad o dureza variable, depende de las condiciones de cementación.

Hacia el sur de la Península afloran depósitos de calizas cretáceas y creta, también nombrados regionalmente sahcab, cuyo comportamiento se asemeja más bien al de los suelos. En menor grado se observan formas cársticas, pero su existencia no debe despreciarse.

También al sur y suroeste de la Península existen suelos arcillosos llamados en la región acalché, material que presenta problemas por ser muy susceptible a experimentar cambios volumétricos al variar el contenido de agua. Estos suelos generalmente yacen sobre sahcab y otras rocas calcáreas.

En el litoral de la Península, la caliza está cubierta por depósitos arenosos recientes que forman cordones litorales, y entre éstos y la tierra firme se encuentran largas extensiones ocupadas por ciénagas, marismas y lagunas costeras, cuyo fondo es muy somero y está constituido por sedimentos arenosos y limosos, encontrándose también suelos arcillosos y turba. Como en el interior de la Península, la carsicidad en las rocas del litoral también es manifiesta.

En relación a las cimentaciones se puede afirmar que son superficiales, del tipo de zapatas, o elementos aislados, excepto en muy contados casos de algunas localidades del litoral donde se han utilizado elementos profundos como pilotes de punta, pilas y cilindros.

Hasta ahora, en casi todos los casos la capacidad de carga o presión de contacto, se ha estimado empíricamente a juicio del ingeniero o constructor, y varía entre límites muy amplios para cimientos apoyados en la roca, como se anotó en el Inciso 3.11.

También en la mayoría de los casos no se ha tomado en cuenta - salvo por intuición en algunos -, la influencia de las cavidades y del espesor variable de la costra superficial de caliza resistente, en la capacidad de carga y asentamientos de las estructuras. Esto se atribuye en buena parte a la aparente o falsa confianza que proporciona el buen comportamiento de las estructuras antiguas.

En aplicaciones futuras esta posición puede ser peligrosa, debido a que ciertos tipos de construcciones modernas imponen al subsuelo condiciones severas de carga. Debe considerarse que los asentamientos de estructuras, producidos por la falla de bóvedas de cavidades, son súbitos, y en el caso de colapsarse totalmente pueden ocasionar daños irreparables.



#### 14. RECONOCIMIENTOS

Los autores manifiestan su más profunda gratitud a las personas, dependencias oficiales y descentralizadas y empresas privadas, que contribuyeron con información escrita y verbal.

La lista de colaboradores es larga, pues el trabajo se desarrolló en diferentes localidades, y es intención de los que suscriben mencionar a todos los que en alguna forma contribuyeron en este trabajo.

La Facultad de Ingeniería de la Universidad de Yucatán, quedó representada por el Ing. Luis Roche O.

En la preparación de este trabajo participó el siguiente personal de Geotec, S. A.: Ing. Roberto Mac Swiney, Sr. Fernando Bermúdez, Srta. Ruth Aguilar, Sr. Jorge Argüelles e Ing. Gustavo Rocha. La Srta. Luz Coronado tuvo a su cargo la corrección de estilo.

Valiosa fue la asesoría de los Ings. Mariano Rufz Vázquez y Armando Quezadas.

De Mérida colaboraron los Ings. Jorge González, Zenón Medina, Fernando Novelo, Víctor Pérez N., Wilbert Carrillo, Carlos Cuevas; así como los Ings. Alvaro Rangel, Alfonso Garduño y Arq. José L. Muñoz, del I. M. S. S.

De Progreso los Ings. José Montes M. y José Domínguez.

De Campeche los Ings. Joaquín Repetto, Luis Cruz y Arqs. José Selem y Baqueiro.

De Chetumal los Ings. Javier Pérez A. y Enrique Sánchez.

De México los Drs. Pablo Girault y Luis Esteva y los Ings. Ernesto Biestro, Luis Puente y Rafael Rosales.

Fue fundamental la contribución de la Secretaría de Recursos Hidráulicos, Secretaría de Obras Públicas, Petróleos Mexicanos, Comisión Federal de Electricidad, Instituto Mexicano del Seguro Social, Cordemex, S. A. de C. V. e Infratur.

Las siguientes empresas proporcionaron directamente información: Dirac, A. C., Dirección y Proyectos, S. A., Estudios y Proyectos, S. A., SAC, S. A. Solum, S. A. y Geotec, S. A.

Las fotograffas aéreas fueron cortesía de Aerofoto, S. A.

En forma indirecta a través de dependencias oficiales, se contó con datos de otras empresas.

#### 15. REFERENCIAS

1. Bonet, F. y J. Butterlin "Reconocimiento geológico de la Península de Yucatán", Instituto de Geología, UNAM, 1959.
2. Sapper, K. "Geología de la Península de Yucatán", Enciclopedia Yucatanense, Vol. I, Cap. único, Edición Oficial del Gobierno de Yucatán, México, D. F., 1945.
3. Petroleos Mexicanos "Distribución superficial y cortes estratigráficos de los pozos Sacapuc, Chixulub, Yucatán 1 y Yucatán 2", Comunicación privada, México, D. F., 1972.
4. Hall, F.G. "Cenotes y aguadas", Enciclopedia Yucatanense, Vol. I, Cap. único, Edición Oficial del Gobierno de Yucatán, México, D. F., 1945, pp. 67-80
5. Folk, R. L. "Practical Petrographic Classification of Limestones", Amer. Assoc. Petrol. Geol., Vol. 43, No. 1, Tulsa 1, Oklahoma, 1959.
6. "Carta Geológica de la República Mexicana", Comité de la carta geológica de México, México, D. F., 1968.
7. Lesser Jones, H. "Geohydrologic Problems of the Yucatan Peninsula, México", Symposium on Hydrology Fractured Rocks, Dubrovnik, Yugoslavia, 1965, pp. 49-53.
8. S.R.H. "Estudio hidrogeológico de las fuentes de abastecimiento de agua en Cancún, Isla Cozumel y Chetumal en el Territorio de Quintana Roo", Planimex, S. A., Informe final, Vol. I, México, D. F., 1970.
9. Judd, W.R. "Correlation of Rock Properties by Statistical Methods", International Symposium on Mining Research, Vol. II, Rolla, Missouri, 1961.
10. Esteva, L. "Regionalización sísmica de México para fines de Ingeniería", Instituto de Ingeniería, UNAM, Publicación 246, México, D. F., 1970.
11. Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE, Sección B, Solicitaciones, Instituto de Ingeniería, UNAM, Publicación 173, México, D.F. 1968.
12. Sowers, G.B. y G.F. Sowers "Introducción a la mecánica de suelos y cimentaciones", Limusa-Wiley, México, D. F., 1972, pp. 527-531.
13. Meyerhof, G.G. "The Bearing Capacity of Concrete and Rock", Magazine of Concrete Research, 1953, pp. 107-115.

14. Díaz Babio, F. "Cartografía, Coordenadas y Geografía Física del Estado de Yucatán", Enciclopedia Yucatanense, Vol. I, Caps. 1 y 2, Edición Oficial del Gobierno de Yucatán, México, D. F., 1945, pp. 43-65.
15. Datos proporcionados por el Departamento de Estudios y Laboratorios de la Secretaría de Marina, Comunicación privada.
16. Sowers, G.F. "Shallow Foundations", Foundation Engineering, Leonard's Editor, McGraw-Hill, N.Y., 1962, p. 532.
17. Holtz, W.C. "Theoretical and Practical Treatment of Expansive Soils", Quarterly of Colorado School of Mines, Vol. 54, No. 4, 1959.
18. Rico R. A. y R.V. Orozco S. "Formación de grietas longitudinales en caminos", XI Congreso Panamericano de Carreteras, Quito, Ecuador, 1971.
19. Wilson, J.L. "Isla Cancún", Lessons in Marine Geology, Rice University, Houston, Texas, 1970.

---

Journal of the  
SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS DIVISION  
Proceedings of the American Society of Civil Engineers

---

REVIEW OF COLLAPSING SOILS

By John H. Dudley,<sup>1</sup> 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 Terzaghi, 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. 93, No. 573, May, 1970. Manuscript was submitted for review for possible publication on February 14, 1969.

<sup>1</sup>Assoc. Prof., Civil Engrg., California State College, Long Beach, Calif.

of the properties of soils, soil. Finally some of the procedures used to prevent collapse (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 for soils in other areas. However, the recent development of the means of water conveyance using large volumes of water into these territories has changed the conditions of the situation and at the same time has provided the means of preventing soil collapse. Many years ago water was moved into these areas by "ghost effort". For instance when water was carried in goat skin bags, or by the use of water wheels and cut or trough and arched buildings and very little was available for the availability of water in large quantities makes it not as possible in regions where farming had not been attempted before. The present means of water conveyance and urban development and provides opportunity for the use of water in large quantities.

The effect of the addition of water can be well supported by a heavy load with only a small amount of water added but when water is provided the soil undergoes a considerable settlement in volume, causing considerable. This produces a large amount of water on the surface. The writer uses the term "collapse" for this. The writer also uses the term "collapse" to mean the additional consolidation that occurs in a few minutes and uses "compaction" to cover the process of consolidation that occurs over an extended period. This collapse and consolidation are not the classical consolidation since no water is being squeezed out of the soil. The soil may be absorbing additional water during the process of consolidation. Other writers use the term collapse to cover the entire process of water absorption in a period that could adversely affect the stability of the ground under discussion.

The amount of collapse is a function of variations in the materials (kind's and relative proportions of each component including water), the relative proportions of the materials, thickness of the soil layer, and the amount of water added. The settlement can be large as in the case of the test plot in California and the settlement of a test plot in the field at the end of the investigation here in California. On a laboratory scale the test is indicated in Fig. 1. In this test a 1-in. thick sample of soil was placed in a container, allowed to reach equilibrium under a load of 0.53 kg per square centimeter, and then slightly over 2 g of water was added to the sample. The water was added to the top and bottom of the sample produced a rapid settlement of 1.5 cm. The reloading was continued under a soaked condition.

The settlement can also be quite small in some cases. However with the use of the test case of much settlement a 1-in. collapse can be determined. Thus the soil engineer's investigation needs to be designed to fit the situation. If the structure can accept feet of settlement and the foundation is not to 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 precautions need to be taken in the investigation and extensive preventive measures may be needed against any small amount 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.

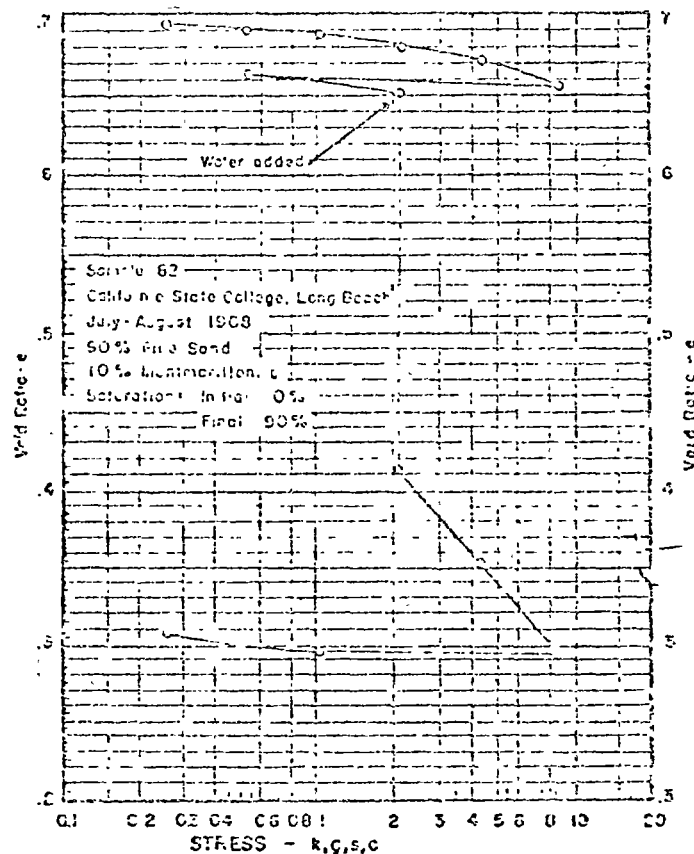


FIG. 1.—COLLAPSE IN A CONSOLIDATION TEST

The type of deposit also varies tremendously. Various researchers have identified as the colluvial 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 loess stability. With the exception of a restricted variety of materials this is a valid stability criterion. But as the soil types vary, the range of dry unit weights when 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. Terzaris (13) states that for the soils of South Africa the collapse is a consequence of desiccation. His definition of desiccation in a subsoil includes the lack 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 result of excessive evaporation) although desiccation is usually a product of an arid climate,

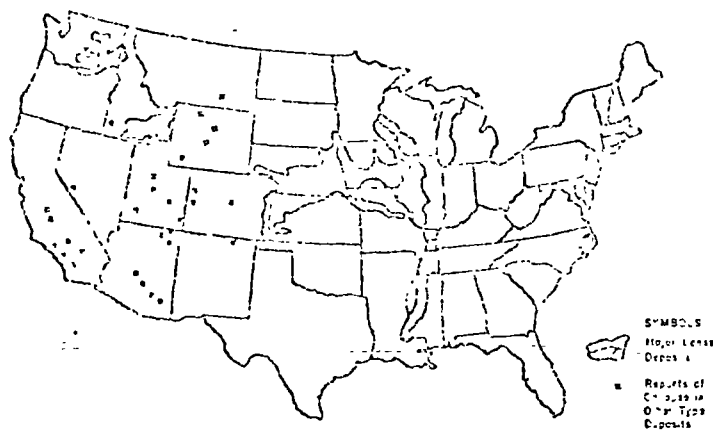


FIG. 2.—COLLAPSING SOILS IN THE UNITED STATES

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 19 miles in the west central part of the San Joaquin Valley (23). 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. They will show the variety of soils that have this collapsing characteristic and the range 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 soils considerably differ in their composition and structure. Originally these sands were composed of quartz and feldspar with small amounts of heavier minerals. 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 surface. The soil 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 with 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% < 0.075 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. AASHTO optimum density = 113 lb per cu ft; while the Modified AASHTO 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 8 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 AASHTO 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

(0.425 mm), range 52-87%; 26% < No. 200 sieve (0.074 mm), range 14-44%; 12% < 0.075 mm, range 3-29%; and 10% < 0.002 mm, range 0-28%.

For the plastic samples the averages were: Liquid limit = 21 (maximum of 25); plastic limit = 12 (maximum of 10); and plasticity index = 9 (maximum of 15). Specific gravity = 2.60 (range 2.55 - 2.64). Dry density average = 102 lb per cu ft (range 95-114). AASHTO optimum density average 124 lb per cu ft (range 115-131).

Some laboratory tests in the laboratory indicated that the installations should settle 10% on when the ground was flooded and the actual settlement was 15%.

The soil is a decomposed granite near Cape Town, north of Johannesburg, in Northern Rhodesia and in Northern Transvaal have a collapsible grain structure developed as a result of leaching of colloids and colloidal matter from the residual soil. The soil is known to be compact but the main constituents were always quartz, feldspar and mica. The pre-collapse conditions include advanced weathering, relatively high water content and good internal drainage. All these factors in areas of a surplus rainfall and are confined to slopes where the sands readily drain. The leaching out of the colloid and fine mica 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 columnar sandstone. The total collapse amounts to about 10 to 16% increase in void ratio.

Field Notes

Field Notes of California - There are several areas of near surface subsidence in the western and southern parts of the San Joaquin Valley. The existence of the collapsing effect was first noted in the early 1930's but no reliable information available on the details of that time. The records after World War II, subsidence in some areas of the valley was common and some cases have been reported of subsidences of 10 to 15 ft. One of all investigation dated originally 3 ft deep had a section of 11 ft from soil subsiding (Ref. 7 p. 46). Although this one was mainly in the agricultural area, there are other collapsed had been reported in the area in less than a year of operation. For instance, in the area of the water tunnel, damaged by differential settlements. The tunnel has been worked in many other parts of the valley to collapse, particularly in the area of the pond - reference.

The soil in the area of the pond and other areas with, in some cases, a high water table. The soil is a decomposed granite, and fragments of the material in the area of the pond is considered to be typical.

The soil in the area of the pond and other areas with, in some cases, a high water table. The soil is a decomposed granite, and fragments of the material in the area of the pond is considered to be typical.

The soil in the area of the pond and other areas with, in some cases, a high water table. The soil is a decomposed granite, and fragments of the material in the area of the pond is considered to be typical.

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 montmorillonite/illite 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) has reported extensive settlements in some soils in the western Fresno County area. The data in Table 1 is typical.

Data collected by the California Department of Water Resources (20) from the same general area and from the southern end of the San Joaquin Valley near Maricopa shows the same range of characteristics. The predicted and actual

TABLE 1. - DATA ON SOILS IN WESTERN FRESNO COUNTY

Hole	Liquid limit (%)	Plasticity index	Unit dry weight (pcf)	Calculated subsidence (inches)	Observed subsidence (inches)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
D-3	24 to 25	7 to 8	70 to 100	1.0	2.8
D-5	22 to 22	8 to 23	85 to 101	2.0	0.5
D-8	25 to 44	11 to 12	92 to 107	0.5	0.0

subsidence were almost equal for all holes of over 6 feet but for predictions of one foot of subsidence the actual subsidence varied from 10 to 20 feet.

Another hole in the area, No. 19, (1) an artesian well ground water and sand mixture with the artesian water level was found to collapse. The water was about 10 feet below the ground surface. The material according to the well log consists of 15% gravel, 15% sand, 10% silt, 10% clay, 10% No. 200 sieve, and 40% < 0.075 mm.

The soil from the hole in the No. 19 area: Liquid limit = 20, plasticity index = 4; specific gravity = 2.73; dry density = 110.5 lb per cu ft; void ratio of 1.2; maximum = 100.6 pcf, and minimum = 92.5 pcf. The soil is a decomposed granite, and fragments of the material in the area of the pond is considered to be typical.

The laboratory consolidation test at the field load gave 17% consolidation when water was added. (16% moisture vs. 7.5%)

Another hole in the area of the pond and other areas with, in some cases, a high water table. The soil is a decomposed granite, and fragments of the material in the area of the pond is considered to be typical.

and a high 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 shrunk or dehydrated and all had a permeability of about  $10^{-7}$  cm per sec. The volcanic ash contained small amounts of organic matter or iron oxide. About 20% or 30% sample of ash contained small amounts of quartz and feldspar.

The silt may be said to be an assemblage of silt and volcanic ash. Its properties varied but were there of the order of magnitude depending on the proportion of each.

The silt was cemented with calcite and had a plasticity index of about 10 to 15 and a liquid limit of 15 to 20%. The ash and silt 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 characterized by a silt with varying amounts of clay, calcite grains and other minerals. The amount of clay varies from 10% to 30% and the frequency of calcite grains varies from 10% to 30%.

TABLE 2.—CHARACTERISTICS OF THE SOILS

Classification (1)	W <sub>L</sub> (%) (2)	Plasticity Index (3)	S <sub>u</sub> (%) (4)
Silt < 0.075 mm	95-98	0	15-18
< 0.075 mm	85	20	15
< 0.0075 mm	55	33	15
< 0.0025 mm	19	4	13
< 0.00075 mm	5	2-1/2	7
Liquid limit	NP	NP	35
Plasticity index	NP	NP	8
Moisture at test	20+	14+	17+
Specific gravity	2.72+	2.60+	2.71+
Dry density, in pounds per cubic foot	75 to 80	65	74
AASHTO optimum, in pounds per cubic foot	67.5	61.3	94.6
Initial saturation, as a percentage	28	25	35
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. This 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 Wisconsinian 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 compression 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 optimum densities of 102 to 112. The minerals usually present are quartz, 25 to 30%; calcite, 10 to 25%; volcanic glass, trace to 10%; clay minerals, 10 to 30%; and small amounts of iron oxides and other minerals. Calcite is a dolomite which present seems to be in crystals (or grains) and is not so effective as cementing agents. Thus the clay is the major cementing agent. The clay minerals are predominantly montmorillonite with large amounts of illite. The exchange cation is mostly calcium. The montmorillonite content produces specific gravities that range from 2.67 to 2.74. In nature the moisture content varies from 10% to 30% in the sand, depending on the amount of collapse. Usually the soil does not collapse

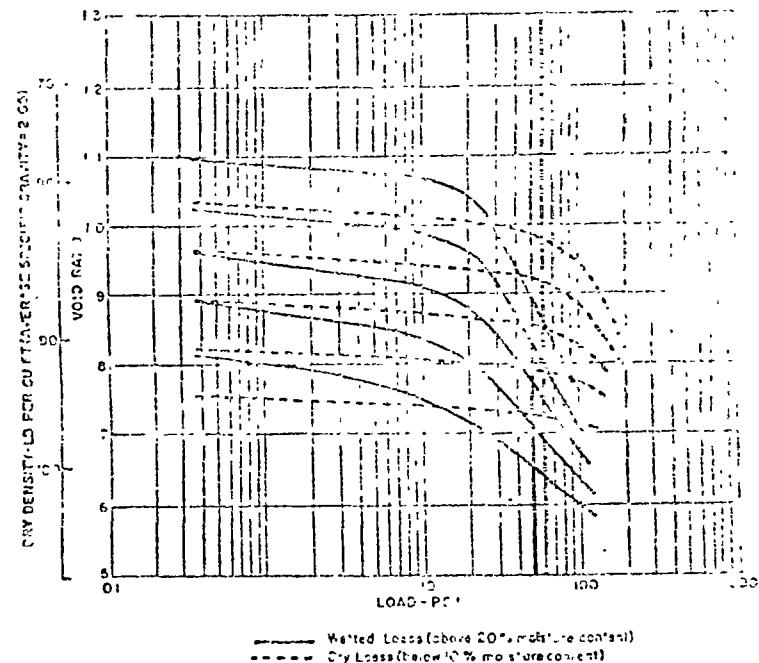


FIG. 3.—GENERALIZED CONSOLIDATION TRENDS

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 50% 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-

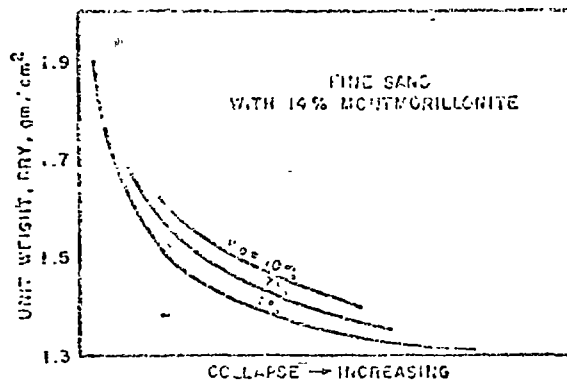


FIG. 4.—RELATIONSHIP BETWEEN UNIT WEIGHT, INITIAL MOISTURE AND MAGNITUDE OF COLLAPSE

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. It can be said that most soils have a non-crystalline structure. This is a very important factor in the mechanism of collapse. The forces that hold the soil together must be such that they are capable of being removed or reduced by the action of water. When the water is removed, the grains are pushed together and the soil collapses. The forces that hold the soil together are the forces of cohesion and adhesion. The forces of cohesion are the forces that hold the soil grains together. The forces of adhesion are the forces that hold the soil grains to the soil matrix.

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,  $\phi$ , 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 related to it as will be explained later. As the soil dries out to the liquid limit, the water remaining withdraws into the narrow spaces between the junction of the soil grains as shown in Fig. 5. The air voids between the soil grains are filled with water. The water is held in place by the surface tension of the water. The water pressure,  $w$ , in the soil is compressive. The effective stress,  $\sigma$ , becomes negative and the actual soil stress becomes compressive. The total stress applied by the load. This increases the apparent strength of the soil. However, the addition of water reduces the beneficial effect.

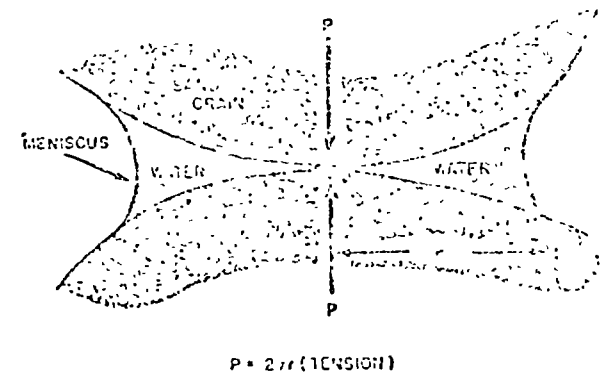


FIG. 5.—CAPILLARY PRODUCED CONTACT PRESSURE

in 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 Equation 1.

For uniform spherical grains in an open or cubical packing (contact of 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 with various shapes of void spaces, these vary from the above figures. All tested (1) had peak effective stress values at moisture contents less than saturation and above 10% moisture.

Moore (2) reported that the soils with which he was working gained in strength as the degree of saturation increased until it reached a value of 60%, and then decreased.

It was concluded (1) that for fine sands the maximum effective inter-granular stress due to moisture films was of the order of 100 lb./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.

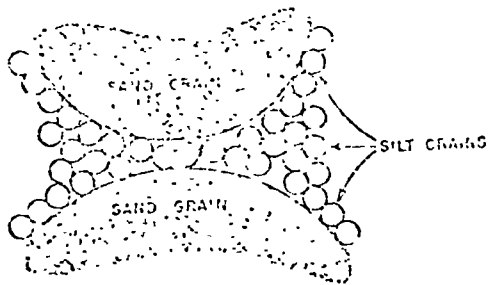


FIG. 6.—SCHEMATIC ARRANGEMENT OF SAND AND SILT GRAINS

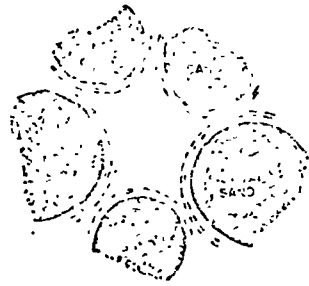


FIG. 7.—SCHEMATIC ARRANGEMENT WITH AGGREGATED CLAY GRAINS

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. Although a face to face arrangement is theoretically possible, it should

not occur frequently as the evaporation would concentrate the dissolved solids in the fluid tending to produce flocculation. (Later reduction of water would tend to dilute the ion concentration.) The resulting lattice of silt grains would hold together the bulky grains. Gross capillary tensions can also be present.

When water is added, the capillary tensions would be relieved and the concentration in the fluid would be reduced. This would increase the capillary force existing between the particles as shown in Fig. 9 and Fig. 10. In the flocculated structure any two grains would have portions of their surface in contact. At the high ion concentration all parts would be a distance of separation. At the low concentration a portion could be at a distance that produced repulsion. The change in ion concentration would therefore produce a change in supportive and cohesive effect of the buttresses of clay. The portion of the total loss in strength that this would represent would depend on the magnitude of the other elements of strength that were lost.

The situation is not as clear cut as this would indicate. Yong (39) found that at constant void ratios both kaolinite and montmorillonite

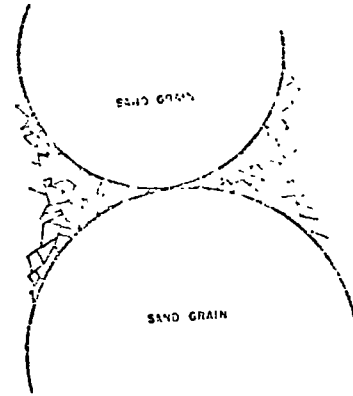


FIG. 8.—SCHEMATIC ARRANGEMENT OF RING BUTTRESSES

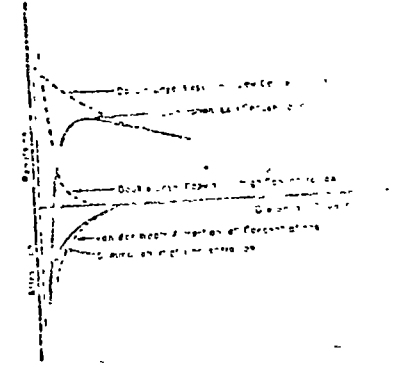


FIG. 9.—REPLISIVE AND ATTRACTIVE ENERGY AT HIGH AND LOW ION CONCENTRATIONS

had higher shear strength at lesser salt concentrations. They were tested 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 cluster

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

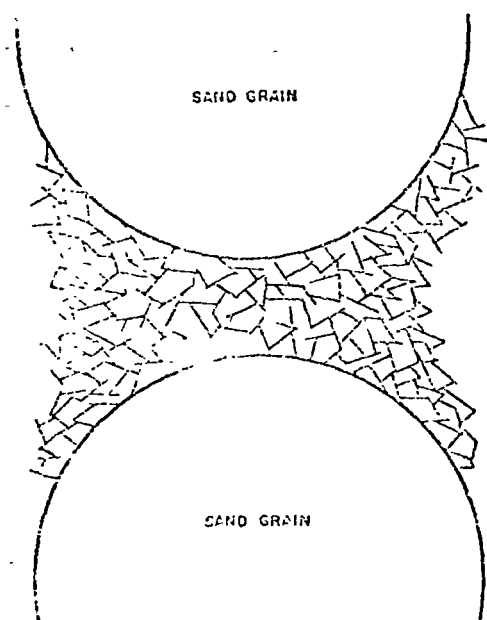


FIG. 10.—MUD FLOW TYPE OF SEPARATION

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 layers for the adsorbed water are 10 Angstroms changing to fully fluid water at 15 Angstroms (16). The thicknesses of the white and black are of the same magnitude. The properties of this bound water are somewhat different from the free water. The surface tension effects would still

present. This would be especially 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 fasten the bulky grains from rotating so that a more dense arrangement could be secured. The rate at which a cementing agent 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. This loss in strength may be largely a product of the material resulting from the loss of the latter two sources of strength. An increase in load or loss of this effect as an increase in pressure on the solids will increase the rate of solution. This effect could produce a delayed increase in collapsibility.

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 matter of few minutes. Others require laboratory work with greater and greater cost associated with the securing of good quantitative information.

Determination of relative density has proven to be of little value (20). 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 (28) for the San Joaquin Valley soils helps in determining the magnitude of the subsequent volume change. The soils represented by the lines with flatter slopes (L-25

f and g) Lubside 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

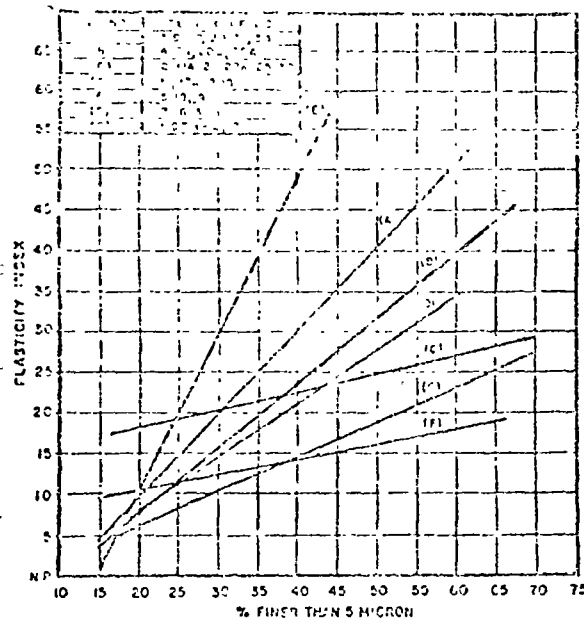


FIG. 11 - CLAY ACTIVITY AS A MEASURE OF POSSIBLE COLLAPSE IN THE SAN JOAQUIN VALLEY

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

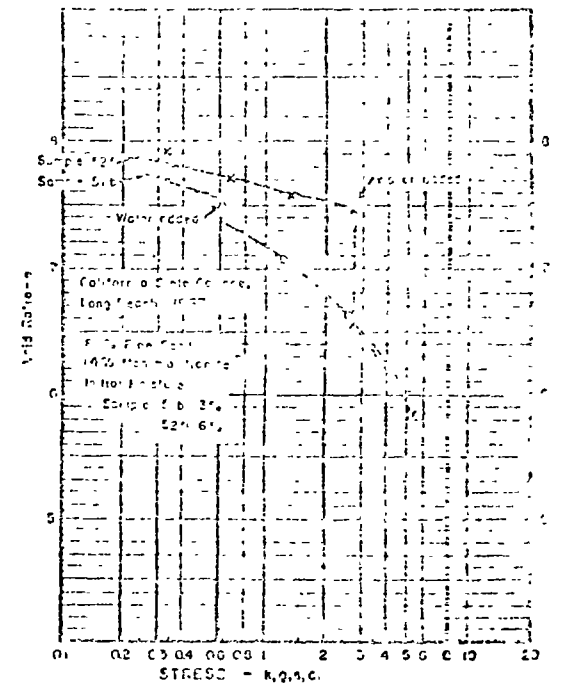
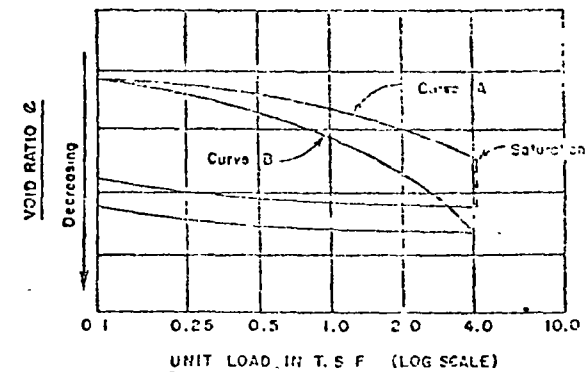


FIG. 12 - DOUBLE CONSOLIDATION TEST SHOWING EFFECT OF LOAD AT TIME OF SATURATION - CLAYEY SAND



Curve A loaded at natural water to 4 tons per square feet and then flooded.  
Curve B flooded and then loaded to 4 tons per square feet

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.

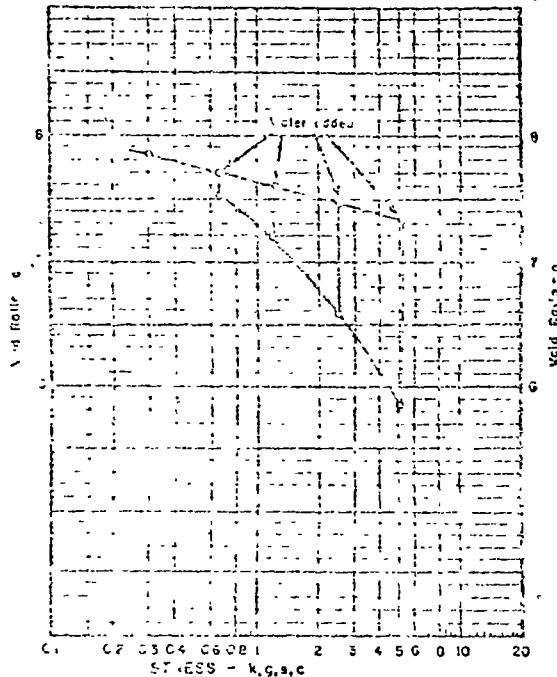


FIG. 11—SCHEMATIC ILLUSTRATION OF EFFECT OF LOAD AT THE TIME OF SATURATION

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 is given earlier. Kruger (13) states that the actual subsidence is 1/2 to 4 times the computed subsidence. Other comparisons are shown in Figure 12.

In general, the actual settlement is greater than the computed settlement. The factors which cause this difference may be:

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 SETTLEMENT

Reference (1)	Calculated subsidence (%)	Order of subsidence (2)
Balaev (43)	85 cm 116 cm 54 cm	55 cm 105 cm 39 cm
Kruger (13)	9.3 cm 9.5 cm	4.5 cm 5.5 cm
Knight and Delden (25)	7 cm	6 cm
Novas-Ferreira and Seiveler (31)	1 cm	21 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 quantities have been ascribed for specific collapsing soils but frequently these quantities 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 metropolitan areas and on the plains and in arid and semiarid areas. However, within restricted areas there are locations of a source and a type of land use that may help in locating areas of possible collapse.

The major elements of collapsing soils are materials of bulky shape such as cinders, shells, stems and twigs. These soils occur in some places frequently in areas of moisture deficiency, that is areas with little or no rainfall.

The 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 macrology of the water, the percent of each type of clay mineral, the slope of the clay grains, and the grain size distribution, the moisture content in excess of the  $W_{L20}$  ratio, the pore sizes and shape, the cementing agents, the clay lumps, and the type of ions and their concentration in the pore water.

The laboratory test conditions and the location of these soils as several factors are suggested and analyzed in the macrology of the limits. Most of the soils were taken from 1/2 to 3/4 mile holes 45 and 1/2 mile and 1/2 to 1/4 mile from the surface to the water table to the respective condition.

The pore water content is a function of the amount of iron ore, the reactions in the pore water, and the effective stress factor. Many soils also have cementing agents that contribute to the total strength. Cementing agents (such as iron ore) may be present but often they act in forms that do not contribute to the temporary strength.

A moisture content in nature that is well below 100% saturation is required for the optimum content for maximum collapse varies among the various soils and may be between 10% and 19%. 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. Atchison, G. D., and Donald, J. B., "Effective Stresses in Unsaturated Soils," *Proceedings, Second Australia-New Zealand Soils Mechanics Conference*, 1956, pp. 192-199.

2. Bailey, I. G., "Progress of Sampling and Testing of Soils for the Westside Freeway," *Proceedings, Engineering Division, ASCE*, Vol. 93, No. SMA, Dec. 1967, pp. 577-594.
3. Bank, Joseph, *Soils*, McGraw-Hill, New York, 1967, pp. 1-10.
4. Bara, J. P., "Geotechnical Properties of Soils Affecting Foundation Settlements," *Proceedings, 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 1967, Vol. 3, pp. 673-679.
5. Bight, G. L., "The Effect of Soil Structure on the Collapse of Soils," *Proceedings, 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 1967, Vol. 3, pp. 673-679.
6. Bight, G. L., and Holtz, W. G., "Settlement of Soil Foundations Due to Saturation," *Proceedings of Fifth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 1967, Vol. 3, pp. 673-679.
7. Bara, J. P., "The Effect of Soil Structure on the Collapse of Soils," *Proceedings, 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 1967, Vol. 3, pp. 673-679.
8. Bara, J. P., "The Effect of Soil Structure on the Collapse of Soils," *Proceedings, 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 1967, Vol. 3, pp. 673-679.
9. Caru, W. D., and Toland, G. S., "Foundation Settlements of Soils," *Proceedings, 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 1967, Vol. 3, pp. 673-679.
10. Donald, J. B., and Atchison, G. D., "The Effect of Soil Structure on the Collapse of Soils," *Proceedings, 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 1967, Vol. 3, pp. 673-679.
11. Gibbs, H. J., "Properties which Divide Loose and Dense Loose Sand," *Proceedings, 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 1967, Vol. 3, pp. 673-679.
12. Gibbs, H. J., and Bara, J. P., "Stability Problems of Collapsing Soils," *Proceedings, 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 1967, Vol. 3, pp. 673-679.
13. Gibbs, H. J., and Bara, J. P., "Predicting Surface Subsidence from Pore Soil Test Data," *Engineering Report No. EM-608*, U.S. Dept. of the Interior, Bureau of Reclamation, Denver, Colorado, 1961.
14. Gibbs, H. J., and Holland, W. Y., "Petrographic and Engineering Properties of Loess," *Journal of Reclamation Engineering Monograph No. 28*, U.S. Dept. of the Interior, Denver, Colorado, 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, Philadelphia, 1952, pp. 3-9.
16. Grim, R. E., *Clay Mineralogy*, McGraw-Hill Book Co., New York, 1953.
17. Holtz, W. G., and Hill, J. W., "Settlement of Soil Foundations Due to Saturation," *Proceedings of Fifth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 1967, 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. Ford*, Materials and Research Department, Division of Highways, Ca., October 19, 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. Hornack*, 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 Fully 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. 345-353.
21. Jennings, J. E., and Knight, K., "The Additional Settlement of Foundations Due to the Collapse of Structures of Sandy Soils on Wetting," *Proceedings 4th International Conference on Soil*

Mechanics and Foundation Engineering, August 27, 1957, Vol. 14/12, pp 310-319.

22. Knight, R. "Collapsing of Partially Saturated Soils of South Africa." *Unpublished Thesis* University of Witwatersrand, Johannesburg, South Africa, 1962.

23. Knight, R. "The Origin and Occurrence of Collapsing Soils," *Proceedings of the 1st Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 1, 1963, pp 127-130.

24. Knight, R. and Deeken, C. "The Origin of a Reticulated Collapsing Soil," *Proceedings 3rd Pan-African Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Salisbury, Rhodesia (Zimbabwe), Vol. 1, 1963, pp 31-34.

25. Kniskern, H. E. and Farrell, W. J. "Loess in Mississippi," *Geological Society of America Bulletin* 65 (Paper No. 64), New York, 1967, pp 69.

26. Larrabee, V. S. "Structural Characteristics of Loess Soils for Evaluating Their Constructional Features." *Proceedings of the 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 1, 1967, University of Toronto, Press, pp 64-67.

27. Langer, J. "Changes in the Properties of Soils due to Swelling and the Effects of Swelling on Mechanical Properties of Soils." *Proceedings of the 1st Russian Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Moscow, 1957, pp 1-10.

28. Langer, J. "The Design and Construction of Structures on Swelling Soils." *Proceedings of the 1st Russian Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Moscow, 1957, pp 1-10.

29. Langer, J. "The Role of Water in the Swelling of Soils." *Proceedings of the 1st Russian Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Moscow, 1957, pp 1-10.

30. Langer, J. "The Role of Water in the Swelling of Soils." *Proceedings of the 1st Russian Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Moscow, 1957, pp 1-10.

31. Langer, J. "The Role of Water in the Swelling of Soils." *Proceedings of the 1st Russian Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Moscow, 1957, pp 1-10.

32. Langer, J. "The Role of Water in the Swelling of Soils." *Proceedings of the 1st Russian Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Moscow, 1957, pp 1-10.

33. Langer, J. "The Role of Water in the Swelling of Soils." *Proceedings of the 1st Russian Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Moscow, 1957, pp 1-10.

34. Langer, J. "The Role of Water in the Swelling of Soils." *Proceedings of the 1st Russian Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Moscow, 1957, pp 1-10.

35. Langer, J. "The Role of Water in the Swelling of Soils." *Proceedings of the 1st Russian Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Moscow, 1957, pp 1-10.

36. Langer, J. "The Role of Water in the Swelling of Soils." *Proceedings of the 1st Russian Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Moscow, 1957, pp 1-10.

37. Langer, J. "The Role of Water in the Swelling of Soils." *Proceedings of the 1st Russian Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Moscow, 1957, pp 1-10.

38. Langer, J. "The Role of Water in the Swelling of Soils." *Proceedings of the 1st Russian Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Moscow, 1957, pp 1-10.

39. Langer, J. "The Role of Water in the Swelling of Soils." *Proceedings of the 1st Russian Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Moscow, 1957, pp 1-10.

40. Langer, J. "The Role of Water in the Swelling of Soils." *Proceedings of the 1st Russian Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Moscow, 1957, pp 1-10.

Loess Supporting Soils by Means of Retention Structures," *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, translated from Russian by Consultants Bureau, New York, January-February, 1957, No. 1, pp 19-22.

41. "Laboratory Tests on Foundation and Embankment Materials." SO-Mech-C-10, Report for the United States Army, Corps of Engineers, Department of the Interior, Office of Civil Works, 1953, pp 13, 8 plates, 2 pages of text.

42. "Foundation Investigation Proposed Bridge at Waco and a Street Test of California Aqueduct, California." *Engineering and Construction*, California Institute of Technology, Los Angeles, California, 1957, pp 1-10.

43. "Snow Subsidence." *Annals of the International Association of Agricultural Engineers*, International Association of Agricultural Engineers, 1953, pp 1-10.

donde los factores de capacidad de carga  $N_q$  y  $N_{cq}$  se determinan en función de la geometría del talud y propiedades mecánicas del suelo 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 inexplorados 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

Pertenecen 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  $\gamma_1$  y  $\gamma_2$ , - 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:

$$q_u = cN_c + \gamma_1 D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_\gamma$$



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  $\gamma D_f$  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  $\gamma D_f$ , y así la presión neta, disponible para recibir a la superestructura se merma en dicha cantidad y por lo tanto:

$$q_u = cN_c + \gamma D_f - \gamma D_f$$

$$\therefore q_u = cN_c$$

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  $\gamma D_f$ , 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 6  
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.	$\frac{p_f}{B}$ , %	Nett foundation pressure at failure $q_D$ , tons/ft <sup>2</sup>	Average shear strength of clay, $c$ , tons/ft <sup>2</sup>	$\frac{q_D}{c}$	$N_c$	$\frac{q_D}{c} - N_c$ , %
	$B$ , ft	$L$ , ft	$D_f$ , ft	$\frac{D_f}{B}$							
Hagalund, Sweden .	1.3	6.5	0	0.77	1	3	0.43	0.074	5.8	5.4	6.9%
Kippen, Scotland .	8	9	5.5	0.69	10	10	0.95 ‡	0.067 †	6.4	6.5	-1.6%
Loch Ryan, Scotland	8 *	8 *	50	6.3	11	12	1.15 §	0.16	6.0	7.2	0.0%
Newport, Wales .	8	8	6 †	0.75	11	12	1.9	0.22	8.6	9.0	-4.6%
			20	2.5	14	15	2.9	0.36	8.0	8.6	-7.5%
			(total)								
Shellhaven, 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 (Tshebotarioff, 1957) (location not given)	49	225	3	0.08	—	—	2.6	0.50	5.2	5.4	-3.8%

(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 ( $\frac{q_D}{c}$ ) 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.

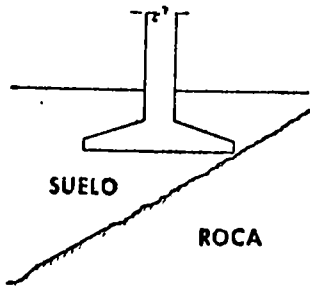
En la siguiente tabla se da una idea general del orden de magnitud de la resistencia en compresión simple de algunas rocas:

---

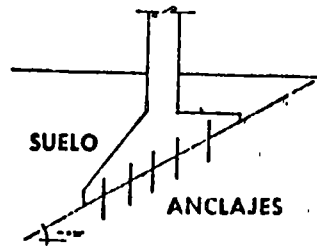
ROCA	RESISTENCIA EN COMPRESION SIMPLE (kg/cm <sup>2</sup> )		
BASALTO	1800	a	2800
GRANITO	700	a	1800
ESQUISTO	350	a	1000
CALIZA	350	a	1000
CALIZA POROSA	70	a	350
ARENISCA	170	a	700
PIZARRA	70	a	350

La Fig. 19 presenta algunas consideraciones adicionales que deben to

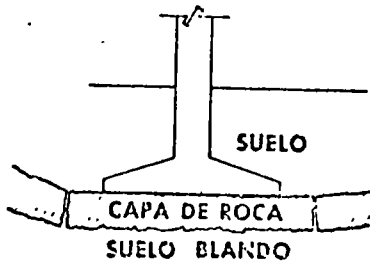
./.



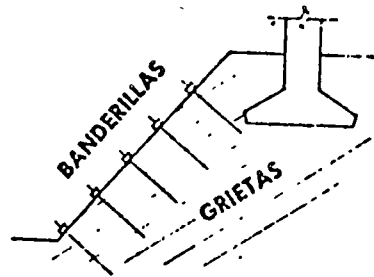
a) Situación Inconveniente producto de exploración deficiente



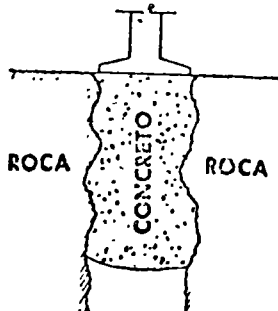
b) Anclaje para prevenir deslizamiento



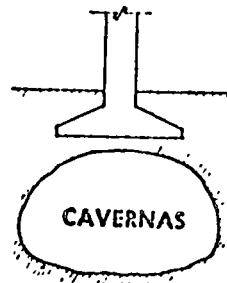
c) Falla por flexión a causa de la cedencia de un suelo blando subyacente a una capa de roca



d) Cimentación en talud, con echado desfavorable, ilustrando el uso de banderillas de anclaje



e) Relleno con concreto de grandes grietas



f) Presencia de cavernas bajo la cimentación (inadmisible)

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.



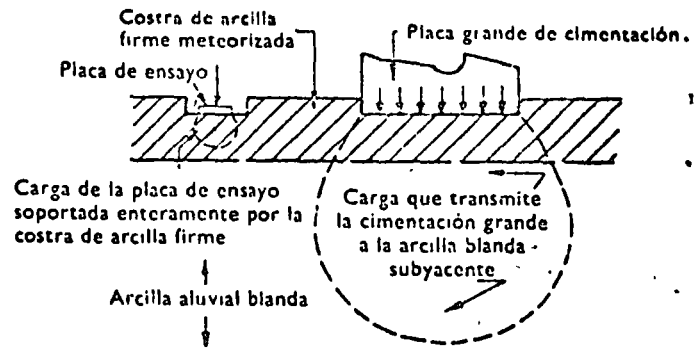


Figura 1.17

FIG. 20

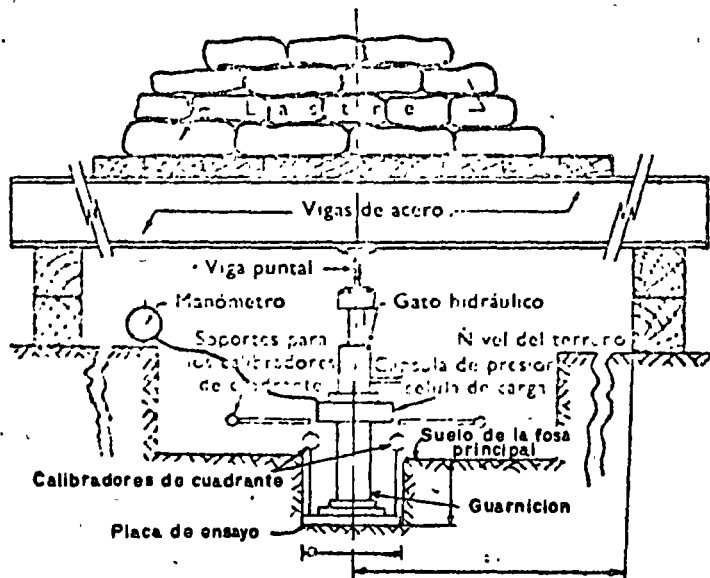


FIG. 21

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

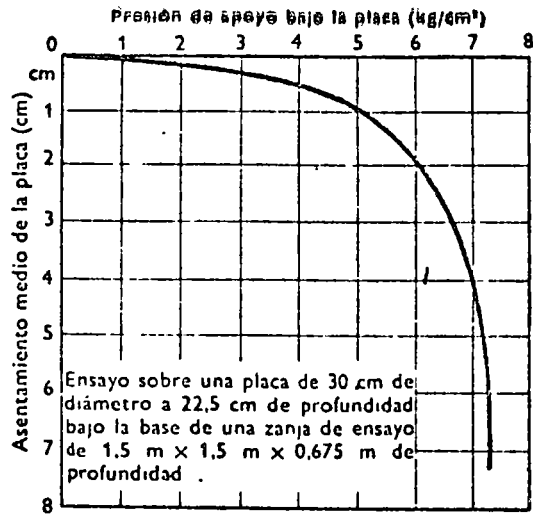
Es aconsejable emplear en un mismo sitio varios tamaños de placa, con el objeto de extrapolar con más elementos de juicio el valor de capacidad de carga de trabajo más adecuado a la cimentación real.

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.

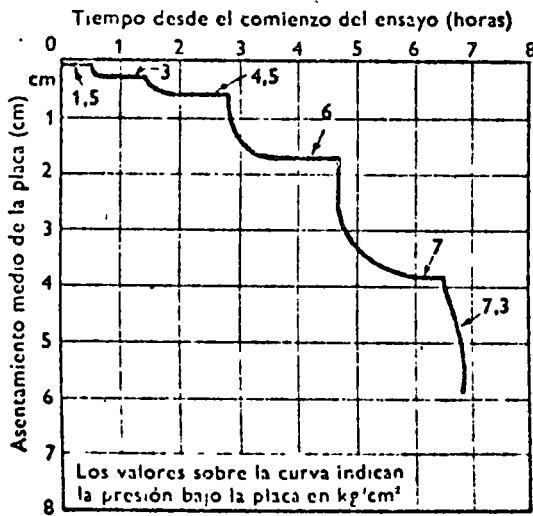
Por ejemplo si una placa de 60 cm de diámetro se asentó 5 mm para una presión de  $10 \text{ ton/m}^2$ , entonces una zapata de 3 metros de lado, experimentará un asentamiento del orden de:

$$\text{Asent. Zapata} = 5 \text{ mm} \times \frac{300}{60} = 25 \text{ mm} = 2.5 \text{ cm}$$

Para la misma presión de  $10 \text{ ton/m}^2$ .



a)



b)

Figura 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 <sup>e</sup>general 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/m<sup>2</sup>.

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 antieconómicas 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 profun-  
didad de apoyo y dimensiones de la cimentación.
- e. En general puede considerarse que la expresión de ca-  
pacidad de carga de un suelo tiene tres términos, el-  
cohesivo, el confinante y el friccional.
- f. En suelos friccionalantes 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

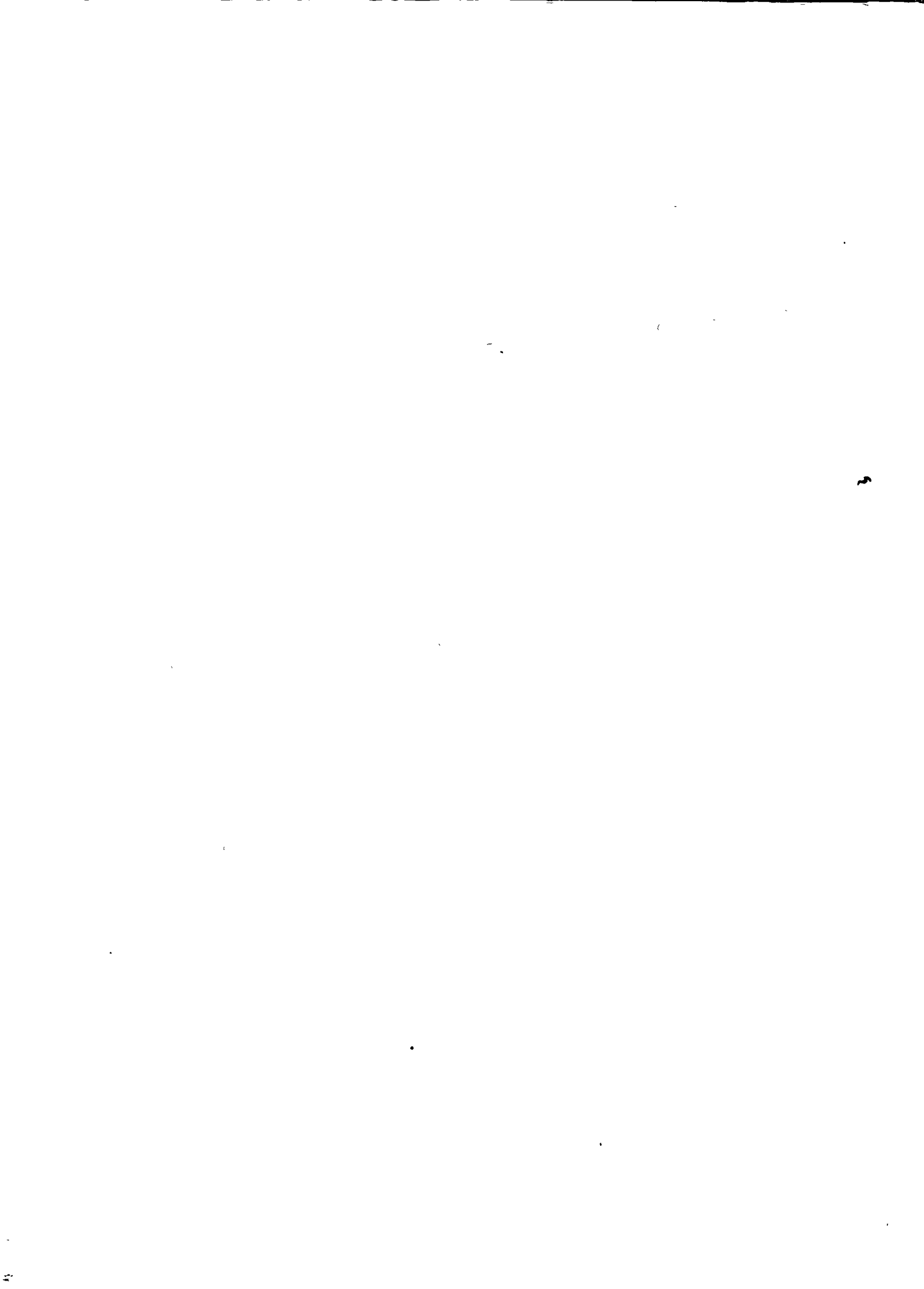
E. JUAREZ BADILLO Y A. RICO "MECANICA DE SUELOS" TOMOS I, II Y III.

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.



DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE DISEÑO Y CONSTRUCCION DE  
CIMENTACIONES SOMERAS ( DEL 12 DE FEBRERO AL 26 DE MARZO DE -  
1974 )

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
1. ING. ALFONSO ACUÑA AZNAR Retorno de Tilos 19 Jardines de San Mateo México, D. F.	SOLUM, S. A. Minería No. 145 Col. Escandón México 18, D. F. Tel: 5-16-04-60
2. ING. ARMANDO BECERRIL AGUIRRE México, D. F.	CIA. DE LUZ Y FUERZA DEL CENTRO, S.A. Av. Melchor Ocampo No. 171 México, D. F.
3. ING. JAIME BUENO ESPINOSA Av. Universidad 2016 Edificio 4 No. 401 México 20, D. F. Tel: 5-48-50-45	SOLUM, S.A. Minería No. 145 Col. Escandón México 18, D. F. Tel: 5-16-04-60
4. ING. JOSE VICENTE CONTLA MONTAÑO División del Norte Andador 32 5-2 México, D. F.	COMITE ADMINISTRADOR DEL PROGRAMA FEDERAL DE CONSTRUCCION DE ESCUELAS Fresnos 380 Col. Florida México 20, D. F. Tel: 5-54-21-00
5. ING. MANUEL CHAPA Sur 65-A No. 3142-5 Col. Viaducto Piedad México 13, D. F.	SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS Sierra Gorda No. 23 Lomas de Chapultepec México 10, D. F. Tel: 5-20-58-50
6. ING. LUIS ANTONIO DEL BOSQUE Sur 77 No. 4207 Col. Viaducto Piedad México 13, D. F. Tel: 5-30-62-34	SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS Xola y Av. Universidad México, D. F.
7. ING. JAIME DE MIRANDA MANGINO Cantera No. 7 Casa 1 Coyoacán México 21, D. F. Tel: 5-54-40-39	UNION PANAMERICANA DE INGENIEROS, S.A. Torres Adalid No. 707-404 Col. del Valle México 12, D. F. Tel: 5-43-52-00

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMEN-  
TACIONES SOMERAS ( DEL 12 DE FEBRERO AL 26 DE MARZO DE 1974 )

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
8. ING. JORGE E. FLORES OCHOA Patricio Sanz 408-602 Col. del Valle México 12, D. F. Tel: 5-43-64-90	STAG, S. A. Patricio Sanz 33-102 Col. del Valle México 12, D. F. Tel: 5-43-43-50
9. SR. ESTEBAN GALICIA LOPEZ Sta. Ursula No. 24 México 22, D. F. Tel: 5-73-28-34	SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS Ave. Fernando No.268- México 13, D. F. Tel: 5-19-27-18
10. ING. ANTONIO GARCIA ILLA Maximino Avila Camacho No. 57-4 México 18, D. F. Tel: 5-63-38-57	SOLUM, S. A. Minería No. 145 Col. Escandón México 18, D. F. Tel: 5-16-04-60 Ext. 387
11. ING. VICTOR GARCIA LUGO José María Bestillos No. 29 México, D. F. Tel: 5-19-10-04	SOLUM, S. A. Minería No. 145 Col. Escandón México 18, D. F. Tel: 5-16-04-60 Ext. 387
12. ING. JUAN GARCIA GUTIERREZ Av. Taller 791-13-103 México, D. F. Tel: 5-52-59-41	PETROLEOS MEXICANOS Av. Marina Nacional No. 329 México, D. F. Tel: 5-45-74-60 Ext. 3018
13. SR. FRANCISCO GARCIA JARQUE Monclova 67-401 Col. Roma Sur México 7, D. F. Tel: 5-84-38-52	DIEPLAS Tehuantepec 86-401 Col. Roma Sur México 7, D. F. Tel: 5-64-77-72
14. SR. FRANCISCO GARCIA MERCADO México, D. F.	
15. SR. VIRGILIO GARCIA REYES Retorno 706 No. 25 Col. Centinela México 21, D. F. Tel: 5-44-32-83	FERROCARRILES NACIONALES DE MEXICO Av. Central No. 140 México 3, D. F. Tel: 5-47-19-18

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE DISEÑO Y CONSTRUCCION DE  
CIMENTACIONES SOMERAS ( DEL 12 DE FEBRERO AL 26 DE MARZO DE -  
1974 )

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
16. ING. ALEJANDRO GONZALEZ DEL PLIEGO México, D. F.	CIA. DE LUZ Y FUERZA DEL CENTRO, S.A Melchor Ocampo No. 171 México, D. F.
17. ING. JOAQUIN GONZALEZ México, D. F.	JEFATURA DE PROYECTOS DEL SEGURO SOCIAL México, D. F.
18. ING. ALEJANDRO GROENWOLD México, D. F.	PILOTES DE CONCRETO, S. A. México, D. F.
19. ING. FERNANDO GUERRA VELAZQUEZ M. González 436-10-6-1302 Tlatelolco México 3, D. F. Tel: 5-83-34-40	PENNWALT, S. A. DE C. V. Km. 16.5 Carretera México-Laredo Tel: 5-69-25-37
20. SR. IRINEO HERNANDEZ ACOSTA Av. La Garita Andador 17 No.22-2 Villa Coapa México 22, D. F. Tel: 5-94-23-68	SOLUM, S. A. Minería No. 145 Col. Escandón México 18, D. F. Tel: 5-16-04-60 Ext. 320
21. SR. HELMUTH LAU NADER Miguel Cabrera No. 26-2 Mixcoac México, D. F.	SOLUM, S. A. Minería No. 145 Col. Escandón México 18, D. F. Tel: 5-16-04-60
22. ING. VICTOR LEY KOO Universidad 2042-1101 México, D. F. Tel: 5-48-91-41	INSTITUTO NACIONAL DE ENERGIA NUCLEAR Insurgentes Sur 1079-3er. Piso México, D. F. Tel: 5-98-01-44
23. ING. RAUL LOPEZ CALVILLO Ahamaya No. 9 San Angel México 20, D. F. Tel: 5-48-08-27	TUNEL, S. A. DE C. V. Minería No. 145 Col. Escandón México 18, D. F. Tel: 5-65-95-77

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE DISEÑO Y CONSTRUCCION DE  
CIMENTACIONES SOMERAS ( DEL 12 DE FEBRERO AL 26 DE MARZO DE -  
1974 )

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
24. ING. JOSE LUIS LOPEZ VARGAS Babit No. 11 Col. Felipe Angeles México 2, D. F. Tel: 5-29-69-28	INSTITUTO MEXICANO DEL SEGURO SOCIAL Durango 291-3er. Piso México, D. F. Tel: 5-53-84-53
25. ING. ENRIQUE MACIAS SILVA Ave. El Riego Andador 77 No.5-2 México, D. F. Tel: 5-94-30-30	SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS Paseo de la Reforma No. 136 México, D. F.
26. SR. EDMUNDO MARTELL MORENO Matias Romero No.223 Col. del Valle México 12, D. F. Tel: 5-75-11-70	INGENIERIA EXPERIMENTAL, S. A. Viaducto Miguel Aleman No. 190 Col. Narvarte México 12, D. F. Tel: 5-38-05-44 al 46
27. ING. FRANCISCO JOSE MEILLAN L. Colina de las Nieves 194 Bulevares Edo. de México Tel: 5-60-65-21	SOLUM, S. A. Minería No. 145 Col. Escandón México 18, D. F. Tel: 5-16-04-60
28. ING. JAVIER MONTEJANO BLANCO Calz. Nonoalco Edif. López Rayón 189-8 Entrada "B" México, D. F. Tel: 5-83-01-66	SOLUM, S. A. Minería No. 145 Col. Escandón México 18, D. F. Tel: 5-16-04-60
29. ING. GUSTAVO MORA B. Francisco Alonzo Pinzon 12 Fracc. Colón Echegaray México, D. F. Tel: 5-60-79-75	SOLUM, S. A. Minería No. 145 Col. Escandón México 18, D. F. Tel: 5-16-04-60
30. ING. JAIME ORTIZ PULIDO Adolfo Prieto No. 616-6 Col. del Valle México 12, D. F. Tel: 5-23-29-99	CONSTRUCCIONES SOLAR, S. A. Av. San Antonio No. 319-211 San Pedro de los Pinos México, D. F. Tel: 5-16-97-18

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE DISEÑO Y CONSTRUCCION DE  
CIMENTACIONES SOMERAS ( DEL 12 DE FEBRERO AL 26 DE MARZO DE -  
1974 )

NOMBRE Y DIRECCION

EMPRESA Y DIRECCION

- |  |   |
|--|---|
| 31. SR. RAFAEL PINTO ZAPATA<br>Oriente 57 No. 327-3<br>Col. Villa de Cortez<br>México, D. F.                       | SOLUM, S. A.<br>Minería No. 145<br>Col. Escandón<br>México 18, D. F.<br>Tel: 5-16-04-60 Ext. 370                |
| 32. ING. DIODORO JAVIER RAMIREZ<br>Benjamin Hill 204-1<br>Col. Condesa<br>México 11, D. F.<br>Tel: 5-15-32-76      | SOLUM, S. A.<br>Minería No. 145<br>Col. Escandón<br>México 18, D. F.<br>Tel: 5-16-04-60                         |
| 33. ING. RAFAEL RAMIREZ JIMENEZ<br>Edif. V. Riva Palacio<br>Entr. "A" Dpto. 401-U<br>Tlatelolco<br>México 3, D. F. | SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS<br>Paseo de la Reforma No. 69<br>México, D. F.<br>Tel: 5-35-33-09            |
| 34. ING. TOMAS RAMIREZ ROJAS<br>Calle 33 No. 93<br>Unidad Santa Cruz<br>Meyehualco<br>México 13, D. F.             | SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS<br>Paseo de la Reforma No. 136-10o. Piso<br>México, D. F.<br>Tel: 5-92-01-08 |
| 35. ARQ. BALTAZAR REYES LARA<br>Aragón 68<br>Col. Alamos<br>México 13, D. F.<br>Tel: 5-19-06-11                    | CONSTRUCTORA MAGG, S. A.<br>Galeana 115<br>San Angel<br>México 20, D. F.<br>Tel: 5-48-42-15                     |
| 36. ING. RAUL GILBERTO RIOS GARCIA<br>México, D. F.  | CIA. DE LUZ Y FUERZA DEL CENTRO, S.A.<br>Av. Melchor Ocampo No. 171<br>México, D. F.                            |
| 37. SR. RAMIRO RIVERA MEZA<br>Norte 87-A No. 4 Int. 3<br>Col. Clavería<br>México 16, D. F.<br>Tel: 5-27-03-49      | DIRECCION GENERAL DE INGS. SECRETARIA<br>Campo Militar No. 1<br>México, D. F.<br>Tel: 5-57-56-58                |

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE DISEÑO Y CONSTRUCCION DE  
CIMENTACIONES SOMERAS ( DEL 12 DE FEBRERO AL 26 DE MARZO DE -  
1974 )

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
38. ING. GABRIEL ROSADO JIMENEZ Sur 83 No. 254 Col. Merced Balbuena México, D. F. Tel: 5-42-04-10	SOLUM, S. A. Minería No. 145 Col. Escandón México 18, D. F. Tel: 5-16-04-60
39. ING. ROBERTO ROSAS PIÑA Peñón No. 78-3 Col. Morelos México, D. F.	SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS Paseo de la Reforma No. 136-10o. Piso México, D. F. Tel: 5-92-01-08
40. ING. MIGUEL ANGEL SANTINELLI LLABRES Guerrero No. 325-F-1224 México 3, D. F. Tel: 5-83-54-33	SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS Fernando esquina Niño Perdido 9b.P. México, D. F. Tel: 5-19-57-29 Ext. 42
41. ING. VICENTE SANTIN CARMONA Insurgentes Sur 4411 Edificio 18-203 Tlalpan México 22, D. F. Tel: 5-73-05-47	COMITE ADMINISTRADOR DEL PROGRAMA FEDERAL DE CONSTRUCCION DE ESCUELAS Frenos 380 Col. Florida México 20, D. F. Tel: 5-54-21-00
42. ING. MIGUEL ANGEL VELASCO Y PEREZ José Ma. Bustillos No. 9 Col. Algarin México 8, D. F. Tel: 5-19-12-21	AEROMEXICO Av. Hangares No. 416 Col. Federal México, D. F. Tel: 5-71-26-11 Ext. 42-43
43. SR. RAFAEL VEGA GOMEZ Cipres No. 334 México, D. F. Tel: 5-47-21-57	INGENIERIA EXPERIMENTAL, S. A. Viad. Miguel Aleman No. 190 México 12, D. F. Tel: 5-38-05-44
44. ING. DIEGO H. VILLALOBOS C. Londres 106 Valle Dorado México, D. F.	SOLUM, S. A. Minería No. 145 Col. Escandón México 18, D. F. Tel: 5-16-04-60



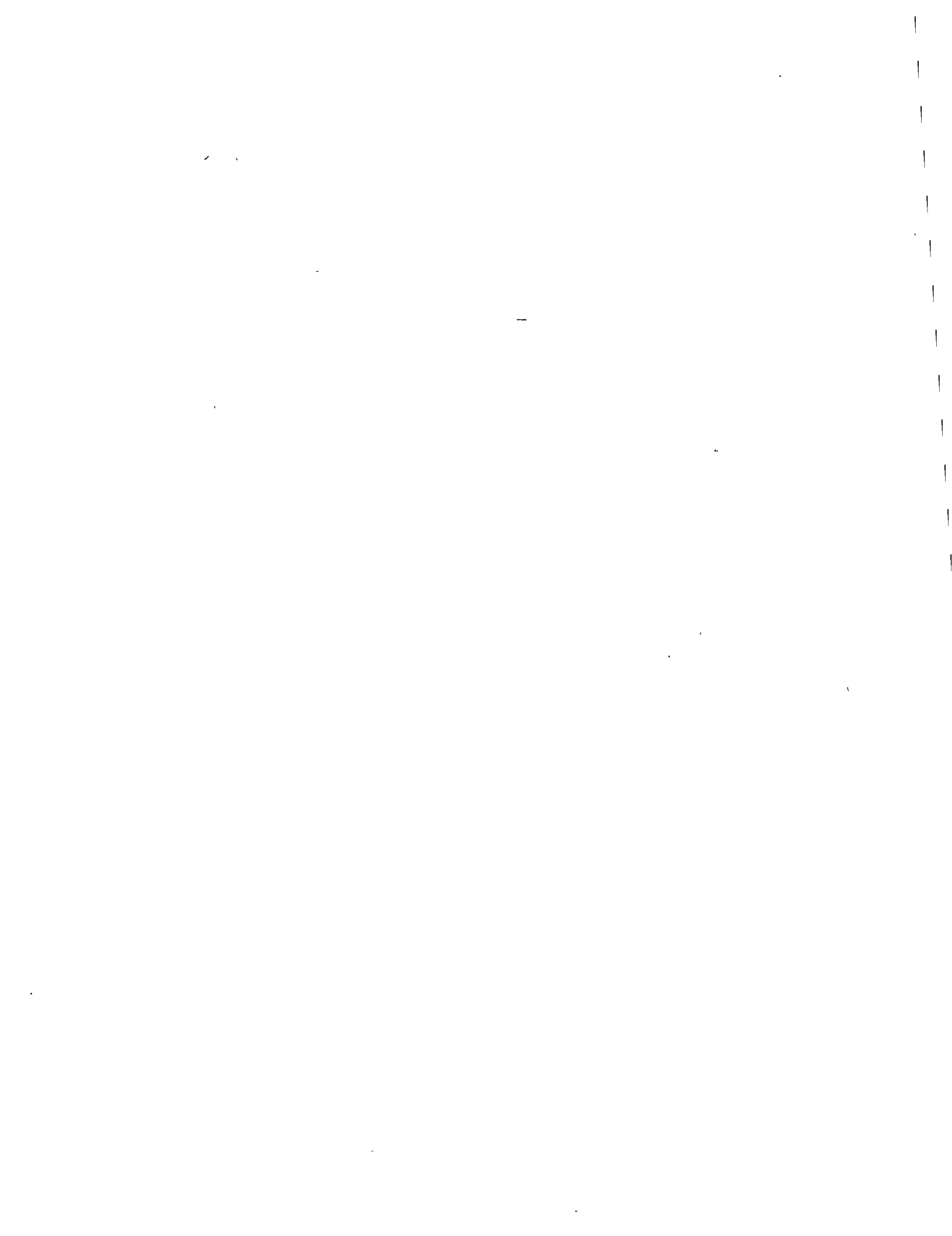
DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE DISEÑO Y CONSTRUCCION DE  
CIMENTACIONES SOMERAS ( DEL 12 DE FEBRERO AL 26 DE MARZO DE -  
1974 )

NOMBRE Y DIRECCION

EMPRESA Y DIRECCION

45. ING. SALVADOR ZEPEJA PEREZ  
Martín Mendalde No. 1338  
Col. del Valle  
México 12, D.F.  
Tel: 5-75-53-04

BUFETE DE CALCULO, S. C.  
Insurgentes Sur No. 1824-702  
Col. Florida  
México 20, D. F.  
Tel: 5-34-54-91



DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMEN-  
TACIONES SOMERAS ( SEGUNDO GRUPO )

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
1. ING. FRANCISCO JAVIER ESPINOSA Salamanca No. 28 México 7, D. F. Tel: 5-11-71-12	BUFETE INDUSTRIAL DISEÑOS Y PROYEC- TOS, S. A. Tolstoi No. 22 México 5, D. F. Tel: 5-33-15-00 Ext. 175
2. ING. ELISEO CORTES SALCEDO Calle Uno No. 67 Departamento 510 México 13, D. F.	GERENCIA DE INSPECCION Y VERIFICACION DE CONSTRUCCION Marina Nacional No. 329 México 17, D. F. Tel: 5-45-74-60 Ext. 2589
3. ING. JUSTO LAUREANO MARQUEZ Colima 214-24 México 7, D. F. Tel: 5-14-46-00	CIMBRA DESLIZANTE, S. A. Culiacán 108-6o. Piso México, D. F. Tel: 5-14-75-54
4. ING. CARLOS LIMONES GALLEGOS Av. del Taller Retorno 24 Edificio 38-4 México 9, D. F.	SECRETARIA DE SALUBRIDAD Reforma y Lieja México, D. F. Tel: 5-53-74-90
5. ING. SALVADOR LOPEZ LOPEZ Calle 6 No. 36 Col. Independencia México 13, D. F. Tel: 5-39-78-02	INSTITUTO MEXICANO DEL SEGURO SOCIAL Durango 291 México, D. F. Tel: 5-51-40-11
6. SR. RUBEN DARIO MARTINEZ BONILLA Calzada de las Misiones No. 110 Manzana 129 Lote 31 Fracc. Jardines Ojo de Agua Edo. de México	AIN, S. A. Boulevard A. Camacho No. 6-A-12o.P. México, D. F. Tel: 5-57-73-01
7. SR. RAFAEL MORALES Y MONROY Av. Universidad 2042-703 México, D. F. Tel: 5-50-13-05	SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS Xola y Av. Universidad México, D. F. Tel: 5-19-98-19

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMEN-  
TACIONES SOMERAS ( SEGUNDO GRUPO )

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
8. ING. JUAN J. MORTERA S. Zaragoza No. 38 México, D. F. Tel: 5-54-05-62	
9. ING. ANGEL PEDRO MOYANO Dakota 26-501 Col. Nápoles México 18, D. F. Tel: 5-43-35-92	
10. ING. EMMANUEL ONTIVEROS ORTEGA Bravo Sur No. 106 Toluca, Edo. de México Tel: 5-64-30	INSTITUTO MEXICANO DEL CEMENTO Y DEL CONCRETO Insurgentes Sur 1846 México, D. F. Tel: 5-24-14-32
11. ING. VICTOR MANUEL PRIETO M. Sección Chinampas Edificio 13 Departamento 101 Iztacalco Infonavit México 8, D. F.	CONSTRUCTORA MARHNOS, S. A. Lafayette No. 40 Col. Nva. Anzures México 5, D. F. Tel: 5-45-63-28 al 34
12. ING. ARMANDO SERRALDE CASTREJON Sangredo 119 Col. San José Insurgentes México, D. F. Tel: 5-93-24-35	LATINOAMERICANA DE INGENIERIA, S.A. Tuxpan No. 54-8o. Piso México, D. F. Tel: 5-84-40-22 Ext. 27
13. ING. GABRIEL TELLO RANGEL Aguiles Serdan No. 69 Col. Huizachal México 10, D. F. Tel: 5-89-02-22	SECRETARIA DE LA DEFENSA NACIONAL Lomas de Sotelo México 10, D. F. Tel: 5-57-34-87
14. ING. HECTOR TOLEDO GARCIA Gabino Barrera 35-1 Col. San Rafael México, D. F. Tel: 5-35-98-26	LATINOAMERICANA INGENIERIA Tuxpan No. 54 México, D. F. Tel: 5-84-40-22

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMEN-  
TACIONES SOMERAS ( SEGUNDO GRUPO )

NOMBRE Y DIRECCION

EMPRESA Y DIRECCION

15. SR. LORENZO VALLE GARCILAZO  
Xola 10-2  
México 12, D. F.  
Tel: 5-23-16-92

ATLAS INGENIERIA, S. A.  
Homero 538  
México 5, D. F.  
Tel: 5-31-95-97

16. ING. MARCO A. XICOTINCATL  
Hidalgo 12  
Axotla  
México 20, D. F.  
Tel: 5-34-91-78

( I N F O N A V I T )  
Paseo de la Reforma 243  
México, D. F.  
Tel: 5-11-49-00

