

CENTRO DE EDUCACION CONTINUA

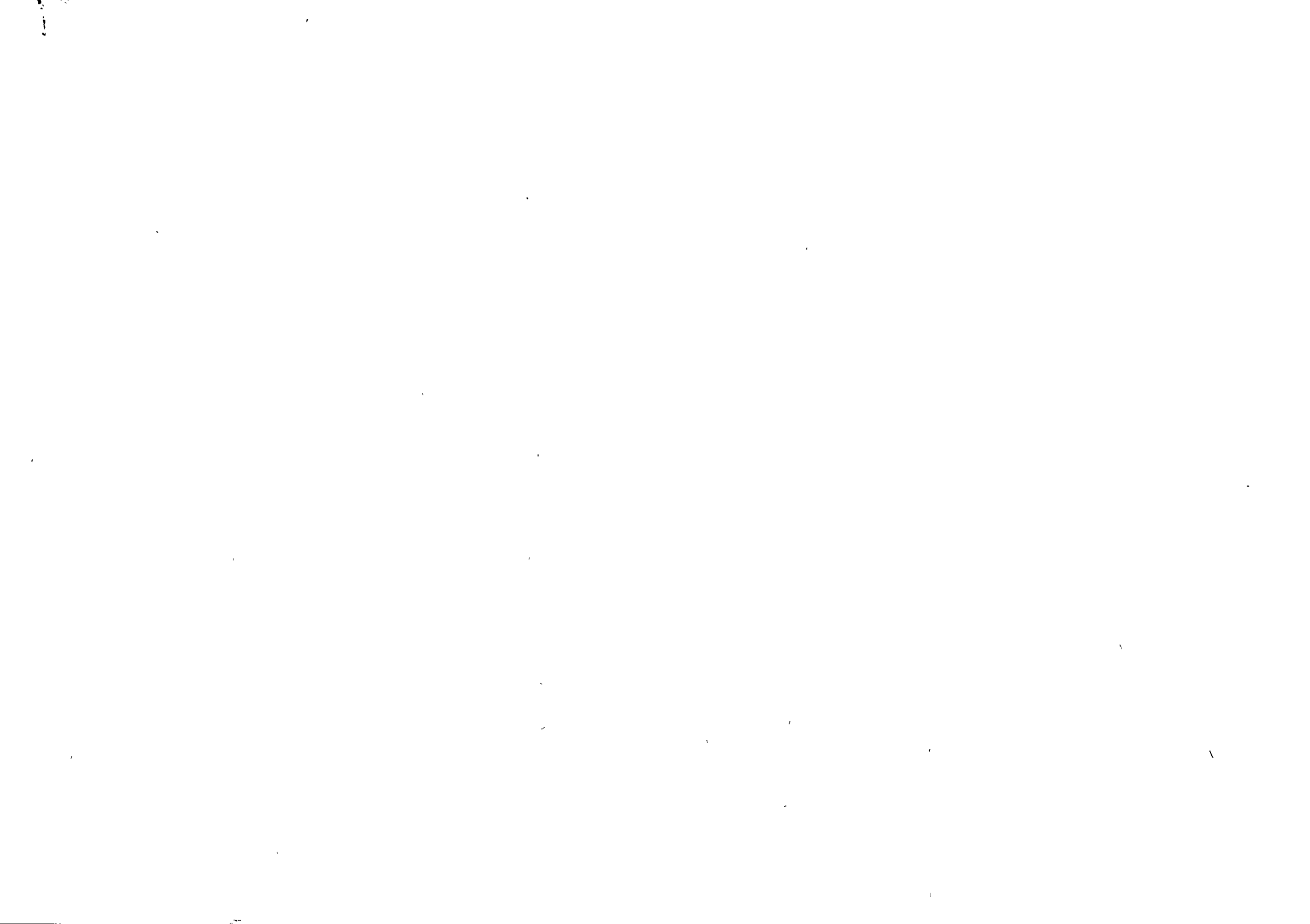
PROGRAMA PARA EL CURSO DE DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES PROFUNDAS

FECHA.	TEMA.	EXPOSITOR.
Septiembre 3	Tema I Tipos de Cimientos profundos; descripción y procedimientos de construcción. Pilotes. Pilas.	Ing. Ricardo Sánchez Bringas Ing. Luis Bernardo Rodríguez
Septiembre 5	Tema I Tipos de Cimientos Profundos; descripción y procedimientos de construcción. Cilindros.	Ing. Gabriel Moreno Pecero
Septiembre 10	Tema II Selección del tipo. Estudios de suelos en campo y laboratorio. Cargas, y Asentamientos tolerables.	Ing. Gabriel García Altamirano.
Septiembre 12	Tema III Causas de falla de Cimientos Profundos Defectos de Diseño. Defectos de Construcción. Fricción negativa. Sismos.	Ing. Enrique Tamez G.

1977

FECHA.	TEMA.	EXPOSITOR.
Septiembre 17	Tema IV Determinación de la Capacidad de Carga. Fórmulas teóricas y su aplicación. Capacidad de carga de grupos.	Ing. Guillermo Springal
Septiembre 19	Tema IV Determinación de la Capacidad de Carga. Pruebas de carga y su interpretación. Fórmulas dinámicas. - aplicaciones y limitaciones. Efecto de fuerzas horizontales.	Ing. Carlos Silva.
Septiembre 24	Tema V Asentamientos de Cimentaciones Profundas Esfuerzos inducidos en el suelo . Cálculo del asentamiento de elementos individuales y de grupos.	Ing. Alfonso Rico.
Septiembre 26	Tema VI Diseño Estructural de Cimientos Profundos Pilotes, Pilas, Cilindros, Zapatas, trabes y retículas de liga.	Ing. Francisco De Pablo
Octubre 1	Tema VII Recimentaciones mediante Cimientos Profundos; discusión de casos. Tema VIII Daños provocados por operaciones de construcción.	Ing. Luis Vieitez U.
Octubre 3	Tema IX Discusión y resolución de ejemplos concretos. Cimentación sobre pilores.	Ing. José Tinajero.

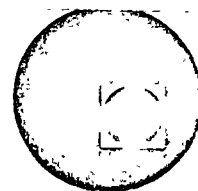
FECHA.	TEMA.	EXPOSITOR.
Octubre 8	Tema IX    Discusión y resolución de ejemplos <u>concre</u> tos. Cimentación sobre pilas.	Ing. Juan Manuel Escamilla
Octubre 10	Tema IX    Discusión y resolución de ejemplos <u>concre</u> tos. Cimentación sobre cilindros.	Ing. Gabriel Moreno Pecero







centro de educación continua  
facultad de ingeniería, unam



DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES PROFUNDAS

TIPOS DE CIMIENTOS PROFUNDOS

ING. GABRIEL MORENO PECERO

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



ALGUNOS COMENTARIOS ACERCA DE LA CIMENTACION DE LAS

CIMENTACIONES PROFUNDAS MEDIANTE CILINDROS.

GABRIEL MORENO PECERO.

ALGUNOS COMENTARIOS ACERCA DE LA CIMENTACION DE LAS CIMENTACIONES PROFUNDAS MEDIANTE CILINDROS.

Objetivo.

En lo que sigue, se hará una exposición de aspectos relacionados con las cimentaciones profundas mediante cilindros, -- con el fin de que al final de ellos, se tenga una idea de la forma en que se eligen, se diseñan y se construyen este tipo de cimentos.

Definición.

Cilindro es un elemento de apoyo de las estructuras -- constituido por concreto armado, que tiene la forma de un cilindro. Normalmente es hueco y el espesor de su pared es del orden -- de 0.80 m.

Elección.

En términos generales, los cilindros se eligen como -- elementos de cimentación cuando se conjuntan dos condiciones simultáneamente:

- La estructura que va a ser soportada tiene concentraciones altas de esfuerzos.
- Existe a una cierta profundidad, relativamente grande, un estrato francamente resistente.

Un ejemplo clásico que frecuentemente se tiene en la Ingeniería Civil, es el de los puentes en donde aparte de conjuntarse las dos condiciones anteriores, aparecen otras que forzan aún más la elección de cimentación de cilindros. Entre estas condiciones está el hecho siempre importante, de que la construcción de la cimentación mediante cilindros, ofrece casi la seguridad de que no habrá interrupción durante la construcción, por efecto de temporales, lo que si ocurre en el caso de emplear otro tipo de cimentaciones profundas, como por ejemplo, pilotes.

Una condición que debe tenerse en cuenta siempre, en la elección del tipo de cimentación y fundamentalmente en la determinación de la profundidad a la que deben llevarse los cimientos, es la socavación, es decir, aquel fenómeno consistente en el arrastre de las partículas sólidas del suelo por efecto de la energía cinética del agua; es obvio que el desplante de los apoyos debe llevarse a una profundidad mayor que la correspondiente a la socavación, esta condición, en muchas ocasiones conduce a una elección de cimiento profundo mediante cilindros.

Cuando en la estratigrafía del suelo de cimentación, aparecen fragmentos de roca, de tamaños de medianos a grandes, (mayores de 25 cm de diámetro) y en porcentaje mayores de 10, la introducción de pilotes se dificulta y en ocasiones es prácticamente imposible; en esos casos, una solución alternativa para la cimentación, es la elección de cilindros, debido a que el procedimiento constructivo de ellos permite atravesarlos sin grandes dificultades; claro está que, a medida que el tamaño de los fragmentos de roca se incrementa, la dificultad de hincado, aun de los cilindros, también lo hace. En relación con la magnitud de las cargas, no sólo deben considerarse las verticales sino también las horizontales, producto de fuerzas de frenaje, de sismo, de viento, etc. En general, las cimentaciones mediante cilindros son

bastante más estables y seguras que las piloteadas, para este tipo de fuerzas.

#### Casos Especiales de Elección de Cilindros.

- a).- Es frecuente que para proteger los apoyos de los puentes se diseñen y construyan elementos llamados "Duques de Alba" que tienen por objeto absorber las fuerzas -- provocadas por choques de buques.

En ocasiones, se elige como elemento receptor de --- esas fuerzas a cilindros, calculándose en este caso su profundidad de hincado en función de la magnitud de la fuerza que debe absorber.

Como quiera que el cilindro es un elemento rígido, los cálculos determinan para este tipo de acción, una profundidad de hincado bastante grande; con el objeto -- de disminuirla, en ocasiones, se recurre a hacer que - el cilindro sea un elemento relativamente flexible y - para ello, se le dota de unos elementos amortiguadores en la parte en que recibe el impacto del buque, consti- tuidos por resortes.

- b).- Recientemente los cilindros se han utilizado como elementos de acceso de maquinaria y obreros a la zona de\_ construcción de túneles con relativo éxito. Como ejem- plo tenemos algunas de las lumbreras de acceso a los\_ colectores que ahora se están construyendo en la zona\_ del Valle de México, en este caso el diámetro de los - cilindros es del orden de los 9 m.

c).- En Japón se usan cilindros gigantes como elementos de cimentación de edificios de muchos niveles cuyo hundimiento en el terreno de apoyo, se consigue empleando la Obra de Mano. Este tipo de apoyo se usa cuando se tienen dos estratos de suelo, uno superior, poco resistente y deformable constituido por ejemplo por arcillas y el otro inferior, francamente resistente; además, se debe cumplir que el primero mencionado, sea totalmente homogéneo.

#### Procedimiento de Construcción.

El Procedimiento de construcción, constituye el factor fundamental en el costo de los cilindros. Practicamente, el costo por metro de cilindro (es de \$ 15,000.00 a \$ 20,000.00) varía poco con los diámetros usuales: 4, 5, 6 y 7 m.

El procedimiento constructivo más usual es el llamado "Pozo Indio", consiste en esencia en descender el cilindro en el terreno de apoyo por su propio peso, a medida que desde su interior se excava el suelo en el que penetra. La excavación del suelo, normalmente se hace empleando una cuchara de almejas pero en el caso de los cilindros que se mencionó que se utilizan en Japón para cimentación de edificios, la excavación se ejecuta por obreros que deben trabajar rítmicamente, pues de no hacerlo se corre el riesgo de que en alguna zona del cilindro se excave más que en otra, lo cual puede propiciar su inclinación, que es en estos casos, situación de fracaso, debido a que resulta muy difícil volver a la verticalidad a cilindros con dimensiones tan grandes. Un caso especial en que también se utiliza la Obra de Mano, lo constituye el procedimiento constructivo mediante aire

comprimido. La idea es introducir aire a presión en la parte inferior del cilindro, con el objeto de equilibrar la presión del agua del suelo y evitar que ésta inunde el interior del cilindro; en estas condiciones es posible hacer descender al interior obreros que excaven el suelo de apoyo y propicien el hundimiento del cilindro. Las experiencias que existen al respecto, indican que este método es factible emplearlo hasta profundidades del orden de los 35 m, también se ha encontrado que su costo se incrementa muy rápidamente a partir de los 12 m de profundidad. La razón estriba en el hecho de que el rendimiento del trabajador disminuye rápidamente a medida que la presión del aire se incrementa.



Consideraciones Especiales.

## a). Estabilidad del fondo durante la excavación.

Es común, cuando se tienen a arenas, que los sondeos de exploración previos determinen una alta compacidad de ellos, y que durante su excavación para lograr que el cilindro penetre, se encuentra que la tal alta compacidad no existe, las arenas se sienten sueltas y existe la duda de si servirán como elemento de apoyo seguro del cilindro. La experiencia y la teoría indican -- que basta colar el tapón inferior del cilindro y confinar las arenas para que éstas tiendan a recuperar rápidamente la compacidad original; la razón de esta condición es el flujo de agua ascendente dentro del cilindro que genera la flotación de las partículas sólidas de la arena, producto, en ocasiones, del desnivel entre las superficies libres del agua freática dentro -- y fuera del cilindro y también a la extracción rápida del elemento excavador; para evitar este efecto se puede recurrir a mantener el agua en el interior del cilindro siempre a un nivel superior al que tiene fuera del cilindro, o bien a disminuir la permeabilidad del suelo de apoyo; para este caso, en ocasiones, se ha recurrido a colocar alrededor del cilindro costales llenos con arcilla.

En el caso de que el suelo, en el fondo del cilindro, sea fino como por ejemplo, arcilla, la falla de fondo es relativamente benéfica, pues facilita el hincado -- del cilindro, pero debe cumplirse que el volumen de -- suelo que falle sea semejante al que sustituye el cilindro, si no es así, se corre el peligro de que queden oquedades entre el suelo y la superficie lateral.

del cilindro o bien que se produzcan asentamientos en el terreno superficial, alrededor del cilindro. La experiencia indica que es más adecuado no provocar la falla del fondo, manteniendo siempre el tirante de agua en el interior del cilindro.

b). Fricción lateral.

De acuerdo con el procedimiento constructivo, los cilindros se introducen venciendo la fricción lateral -- con su peso propio, por ello desde el diseño debe tenerse en cuenta que se produzca esta condición. En el caso de los suelos gruesos e inclusive con fragmentos de roca, es decir, para materiales de comportamiento francamente friccionante, la teoría determina que la fricción lateral debe incrementarse proporcionalmente con la profundidad, sin embargo, experiencias realizadas expofeso indican que por debajo de los 7 u 8 m, adquiere valores practicamente constantes; la razón de este hecho se puede explicar si se tiene en cuenta el fenómeno conocido como arqueo.

En el caso de los suelos finos como por ejemplo en el de las arcillas, la fricción lateral es realmente provocada por una adherencia entre la pared exterior del cilindro y el suelo fino; en este caso, la adherencia se considera en el cálculo practicamente constante con la profundidad y para el caso de arcillas muy poco resistentes, su valor es aproximadamente igual a la cohesión; a medida que la resistencia de la arcilla se incrementa también lo hace la adherencia, pero no llega a sobrepasar las 5 Ton/m<sup>2</sup>. según algunas medidas realizadas.

Con el objeto de disminuir la fricción lateral, se -- han recurrido a varios métodos, como son:

- 1.- Disminución de la fricción, en el caso de los suelos gruesos, mediante inyecciones de agua a través de chiflones.
- 2.- Disminución de la adherencia con utilización de - electrólisis.
- 3.- Disminución de la adherencia por destrucción de - la estructura del suelo fino.

En algunos casos se recurre a tratar de incrementar el peso del cilindro con sobrecargas externas, o bien manteniendo estanco su interior.

c). Verticalidad.

Una de las condiciones que debe cumplir el cilindro es obviamente el que sus paredes sean verticales, pero en la práctica, esta condición frecuentemente es difícil\_ de cumplir.

Las razones son la heterogeneidad en cuanto a resistencia y deformación del suelo de cimentación y también - en el procedimiento constructivo.

En la práctica se han tenido problemas graves a este - respecto que han ocasionado desde dejar el cilindro inclinado, hasta abandonar este tipo de cimentaciones. - Para enderezar los cilindros se han recurrido a procedimientos tales como sobrecargas excéntricas, disminución de adherencia en un lado del cilindro, empujes horizontales, etc.

# Puente Mariano García Sela (Metlac.)

## Modelo físico de la cimentación de la pila No. 2

Alfonso Rico Rodríguez\*  
Roberto Sosa Garrido\*\*  
Miguel Quintero Narez\*\*\*  
Eduardo Aztegui T. T.+  
Manuel Rangel Carrizales\*\*

### 1. INTRODUCCION

Tomando en consideración la gran importancia del puente "Mariano García Sela (Metlac)" las autoridades de la Secretaría de Obras Públicas, a través del Departamento de Geotecnia de la Dirección General de Proyectos de Vías Terrestres tomaron la decisión de realizar un modelo físico, a fin de investigar la estabilidad de la cimentación de su pila No. 2.

Esta investigación se desarrolló en el laboratorio de la Sección de Modelos y Prototipos, con la supervisión del Dr. Earst G Gaziev, experto de las Naciones Unidas.

### 2. DESCRIPCION DEL PROBLEMA

#### 2.1 Aspectos generales

El puente "Mariano García Sela" está localizado en el Km 291 + 850 de la Autopista México-Veracruz, en el tramo Orizaba Córdoba, sobre la barranca Metlac. La elevación media de rasante del camino es de 1138 m y la del fondo de cauce de 1020 m, aproximadamente. El puente, de 360 m de longitud cuenta con dos pilas intermedias, cuya separación es de 140 m, con dos tramos laterales con longitud de 110 m (fig 1).

\* Alfonso Rico Rodríguez M. en I., jefe del Departamento de Geotecnia de la Dirección General de Proyectos de Vías Terrestres, Secretaría de Obras Públicas.

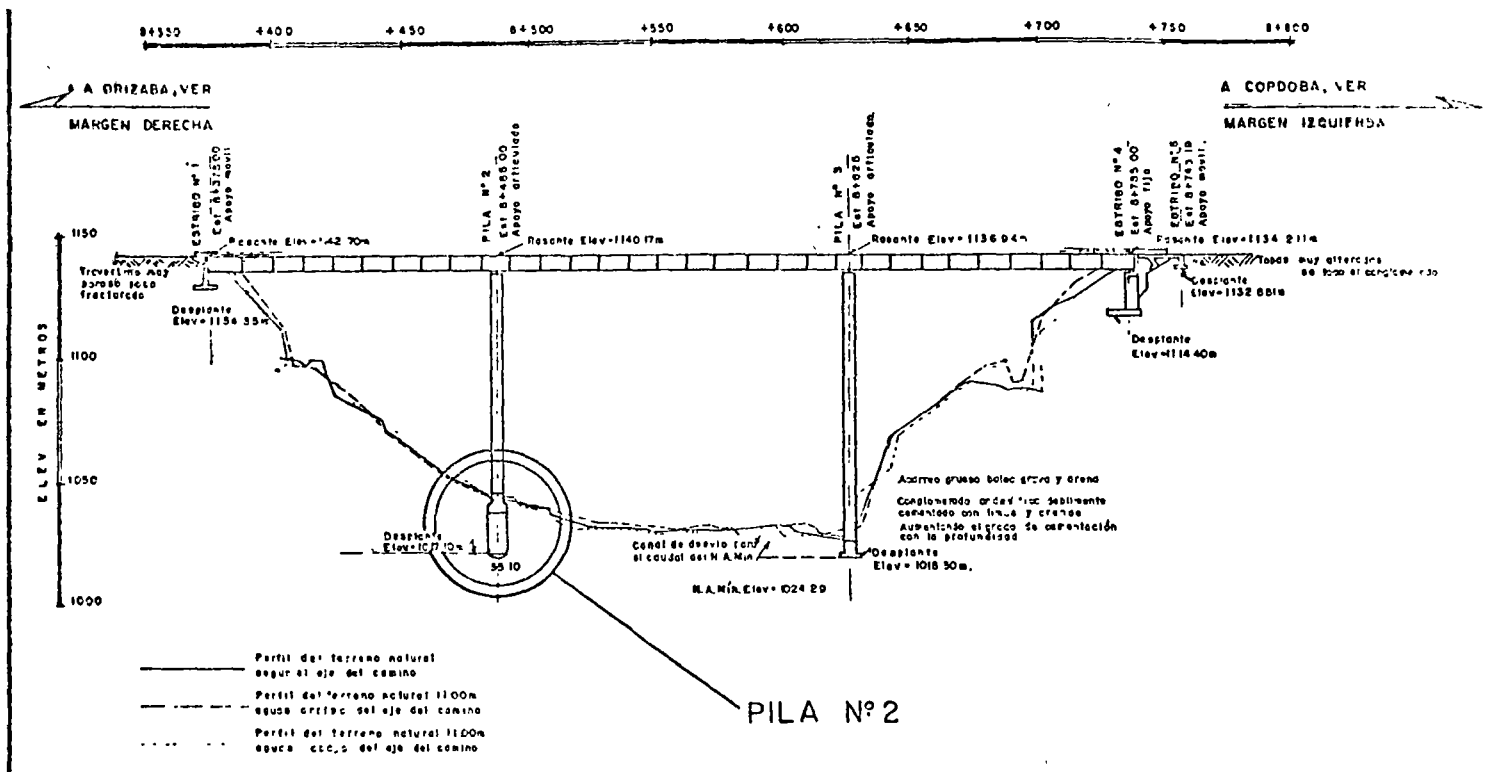
\*\* Ing. Roberto Sosa Garrido, jefe de la oficina de diseño, Departamento de Geotecnia de la Dirección General de Proyectos de Vías Terrestres, Secretaría de Obras Públicas.

\*\*\* Ing. Miguel Quintero Narez, jefe de la Sección de Modelos y Prototipos, Departamento de Geotecnia, Secretaría de Obras Públicas.

+ Ing. Eduardo Aztegui T. T., jefe de la Sección de estudios experimentales, Departamento de Geotecnia, Secretaría de Obras Públicas.

\*\* Ing. Manuel Rangel Carrizales, Ingeniero proyectista en la sección de modelos y prototipos, Departamento de Geotecnia, Secretaría de Obras Públicas.

## PERFIL ESTRUCTURAL DEL PUENTE MARIANO GARCIA SELA



La pila No. 2, objeto del presente estudio, se encuentra cimentada sobre un suelo de origen reciente, constituido por conglomerados con boleos del tipo andesítico, por travertinos empacados en materiales arcillo limosos, solo parcialmente cementados, y por arenas limosas (fig 1).

### 2.2 Objeto del estudio

Se consideró necesaria la investigación del comportamiento y estabilidad de la cimentación de la pila No 2 mediante un modelo físico en el que se representara el suelo de cimentación después de haber sido tratado con inyecciones de una mezcla

de cemento portland y puzolana; este tratamiento tuvo por objeto mejorar las condiciones de la cimentación de la pila, considerando los aspectos siguientes:

- a) Aumentar la rigidez del suelo de cimentación que rodea a los cilindros de la pila.
- b) Proporcionar al suelo una estructura más homogénea, con una mejor continuidad.
- c) Mejorar las condiciones del contacto entre los cilindros y el terreno adyacente.
- d) Disminuir el coeficiente de permeabilidad hidráulica del suelo.

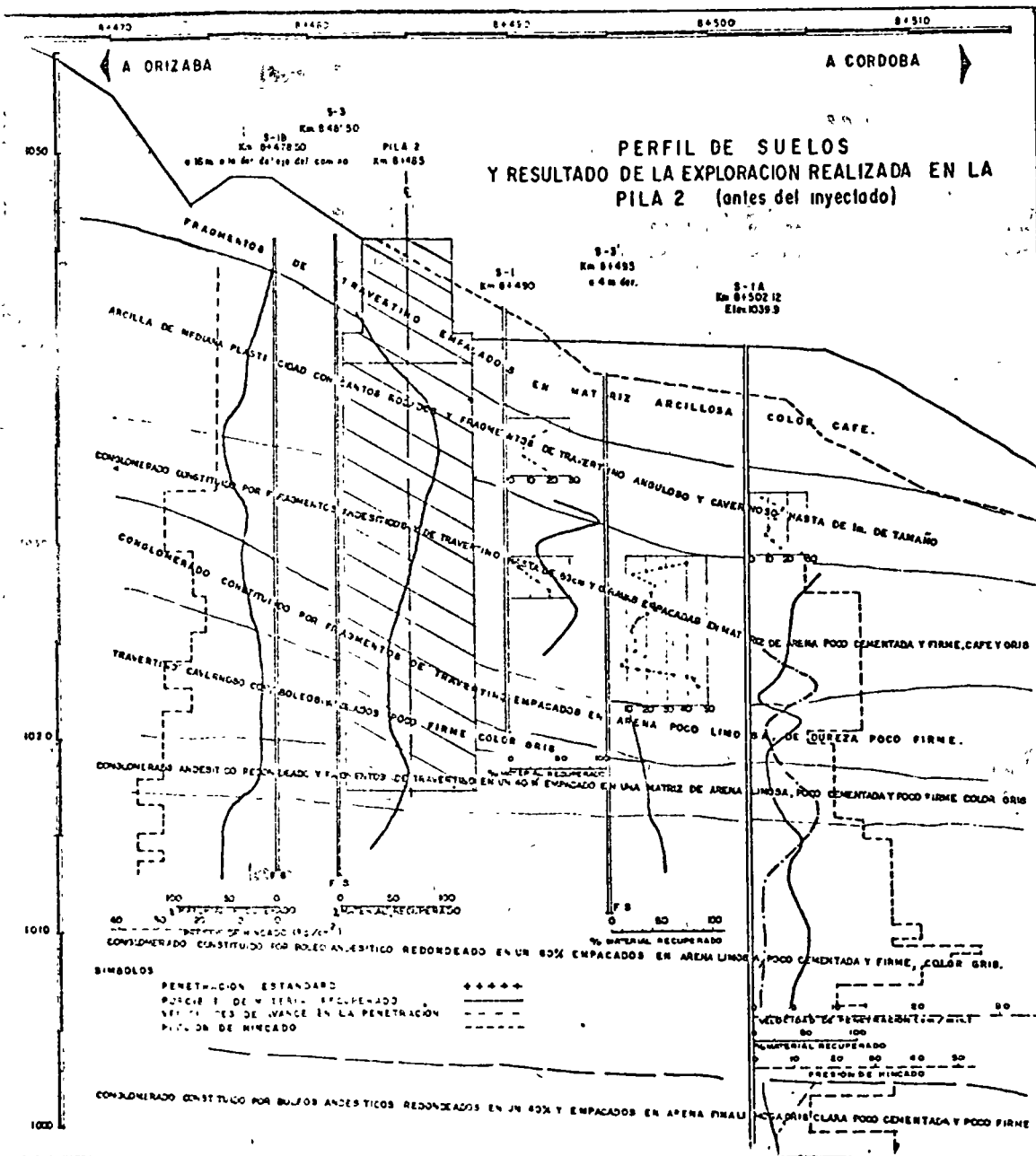


Fig 1.

### 3. CARACTERÍSTICAS DEL PROTOTIPO

La primera información física del suelo de cimentación se obtuvo mediante la ejecución de sondeos a profundidades de 30 a 40 m, mediante perforaciones con broca de diamantes y percusión. El resultado de esta exploración se presenta en la fig 1.

Posteriormente, cuando ya se tenían desplantados los cilindros de la pila, se realizó en su interior una prueba de placa in situ, con objeto de conocer el módulo de elasticidad de la formación geológica localizada en el nivel de desplante. Para tal efecto se escogió el interior del cilindro de aguas arriba, en

cuyo fondo se colocó una placa de repartición de cargas con un diámetro de 1.17 m y mediante el uso de gatos planos del tipo Freyssinet se aplicaron presiones en ciclos de carga y descarga hasta alcanzar el valor límite de 20 kg/cm<sup>2</sup>. En la fig 2 se presenta un diagrama de presión-deformación de los resultados obtenidos en esta prueba de campo. En ella se observa que el módulo elástico de esa formación es

$$E_p = 48\,300 \text{ kg/cm}^2$$

Antes de proceder al tratamiento de inyecciones en el suelo de cimentación, se ejecutó una auscultación microsísmica de los

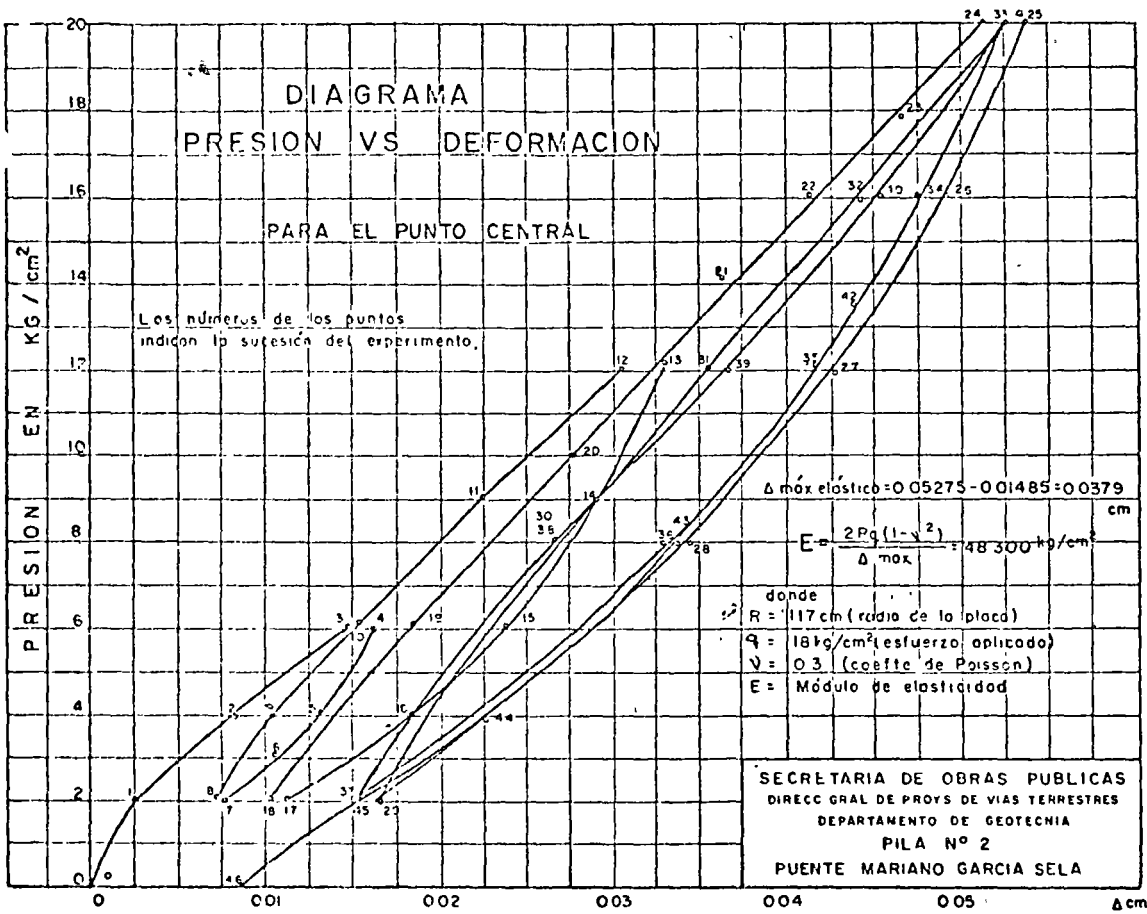


Fig 2.

cilindros de la pila No 2 y de las formaciones geológicas que la rodean, con objeto de conocer el comportamiento elástico de la cimentación, su continuidad y el enlace entre la superficie de los cilindros y el suelo circundante, principalmente.

Después de realizado el tratamiento del terreno se hizo una segunda auscultación microsismica, con objeto de establecer una comparación con el primer estudio. El nuevo estudio se llevó a cabo de manera idéntica al anterior, utilizando los mismos lugares de disparo y de mediciones

Con los resultados obtenidos en esta investigación geosísmica, se calcularon los diferentes módulos dinámicos de elasticidad ( $E_d$ ), mediante la aplicación de la ecuación

$$E_d = \alpha^2 \rho \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{1 - \nu}$$

donde

- $\alpha$  velocidad longitudinal
- $\rho$  masa específica
- $\nu$  relación de Poisson

Al punto en que se determinó el módulo estático ( $E = 48300$

$\text{kg/cm}^2$ ) por medio de la prueba de placa, le corresponde un módulo dinámico

$$E_d = 49768 \text{ kg/cm}^2$$

Con lo cual se obtiene la siguiente ecuación de transferencia

$$E = 0.97 E_d$$

lo que permite calcular los diferentes módulos estáticos en las formaciones geológicas. La tabla siguiente presenta los módulos estáticos referidos a dos capas, una superficial de 20 m de profundidad y otra que comprende desde los 20 m hasta los 30 m, para las condiciones de antes y después de realizada la inyección

Prof. m.	Módulos estáticos, en $\text{kg/cm}^2$	
	Antes del inyectado	Después del inyectado
20	15 430	36 554
30	48 300	64 323

Los valores anteriores permiten apreciar la efectividad del tratamiento del terreno en lo que corresponde a su módulo de elasticidad. En el estrato superior, la relación de los módulos es de 2.36, y en el estrato inferior de 1.33

Por otra parte, se consideró que el concreto armado de la estructura de la pila tiene un módulo de elasticidad de

$$E_p = 200\ 000\ \text{kg/cm}^2$$

Los módulos elásticos de los dos estratos después de inyectados y el módulo elástico anterior constituyen los valores básicos considerados en el prototipo, de los cuales se parte para establecer la escala mecánica de los esfuerzos y los módulos elásticos en el modelo, para una determinada condición de las deformaciones unitarias

#### 4. SELECCION DE LOS MATERIALES Y CARACTERISTICAS DEL MODELO

El conocimiento de las propiedades de los materiales que constituyen la pila No 2 (prototipo) y el suelo de la cimentación, así como los elementos mecánicos que actúan sobre la estructura, permitieron establecer la base principal en la determinación de las características del modelo físico y la elección de los materiales adecuados para su confección.

A continuación se presentan los estudios realizados para determinar las propiedades de estos materiales:

a) Mezclas de yeso, diatomita y agua.

Se emplearon tres mezclas para la elaboración del modelo, cuyos componentes son yeso, agua y diatomita, en diferentes proporciones

Para definir estas proporciones en cada mezcla, se tomaron en cuenta básicamente los datos experimentales proporcionados por el Dr. Earst Gaziev y los obtenidos en los laboratorios de Mecánica de Suelos del Departamento de Ingeniería Experimental de la Secretaría de Recursos Hidráulicos; también se usaron los contenidos en el informe *Investigación de materiales para la construcción de modelos de estructuras y mecánica de rocas* del Departamento de Puentes, Dirección General de Proyectos de Vías Terrestres de la Secretaría de Obras Públicas.

Primero fue necesario regular las proporciones de la mezcla de acuerdo con la "consistencia", la cual se define por la magnitud del diámetro de una pastilla de yeso que se forma sobre un cristal, al escurrir la mezcla a través del cono del consistómetro (fotos 1 y 2)

Se considera consistencia normal de una mezcla de yeso aquella para la cual el diámetro de la pastilla es de  $11.5\ \text{cm} \pm 0.5$ .

A fin de conocer las propiedades mecánicas de los materiales utilizados en el modelo, se elaboraron prismas con sección de  $3.8\ \text{cm} \times 3.8\ \text{cm}$  y longitud de  $15.0\ \text{cm}$ , los cuales se instrumentaron por medio de extensómetros eléctricos (*strain gages*), una vez alcanzado su estado seco. Posteriormente fue

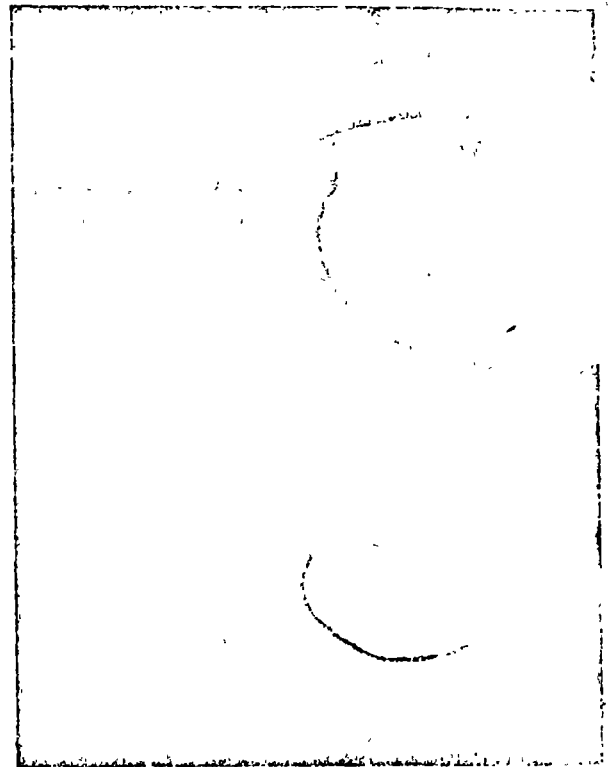
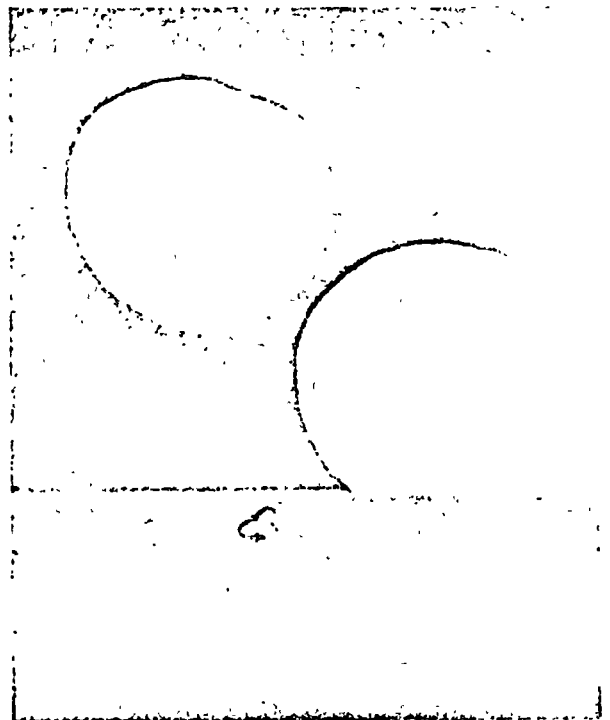


Foto 1. Consistómetro en operación

Foto 2. Pastillas de yeso obtenidas por medio del consistómetro





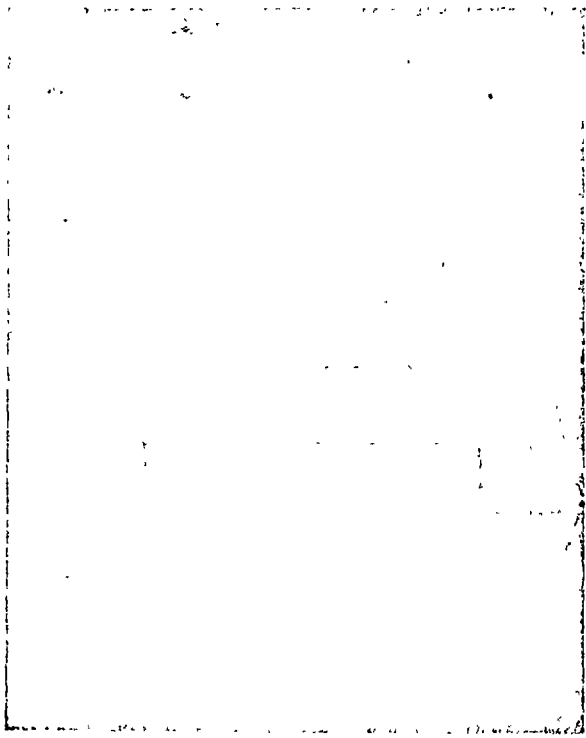


Foto 3. Molde de prismas, colando una mezcla de yeso

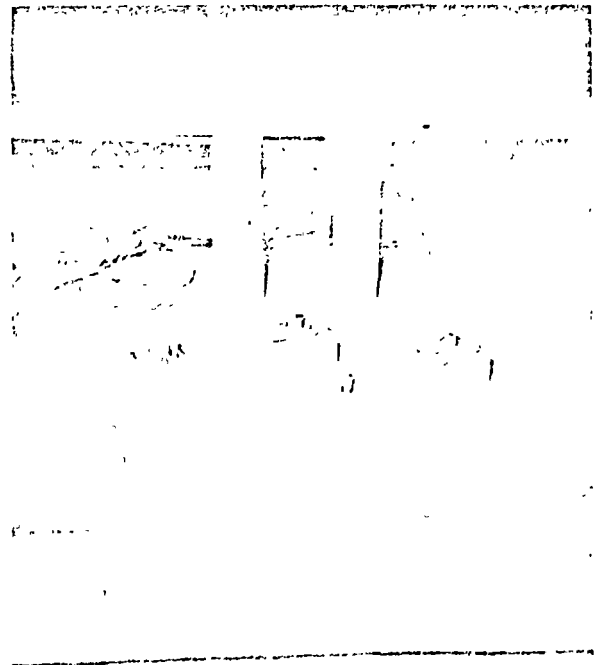


Foto 4. Prismas con electrodos de control de humedad y extensómetros electricos

Tabla 1

CARACTERISTICAS DE MEZCLAS DE : YESO, AGUA, ARENA, DIATOMITA Y CEMENTO PORTLAND I (Experiencia del Depto Geotecnia D G PVT SOP.)											
PRISMA Nº	PROPORCION (en peso)						MEZCLA Nº	RESIST R Kg/cm <sup>2</sup>	MODULO ELASTICO E Kg/cm <sup>2</sup>	PESO VOL $\gamma_d$ Kg/dm <sup>3</sup>	E/R
	Yeso Y	Agua A	Arena S	Diatomita D	Cemento C	Retardador R					
10	1	57	0	0.05	0	0.004	17-SM4	106.63	55.500	1.28	522
11	1	57	0	0.05	0	0.004	17-SM4	93.69	55.500	1.28	592
16	1	57	0	0.05	0	0.004	17-SM4	104.40	55.500	1.28	532
17	1	57	0	0.05	0	0.004	17-SM4	107.40	55.500	1.28	517
43	1	13	0	30	0	0.05	15-SM5	34.70	16.000	0.752	519
45	1	13	0	30	0	0.05	15-SM5	32.24	16.000	0.752	558
46	1	13	0	30	0	0.05	15-SM5	37.40	17.400	0.752	465
55	1	170	0	43	0	0.05	16-SM2	17.08	9.200	0.722	539
57	1	170	0	43	0	0.05	16-SM2	13.69	8.200	0.722	599
60	1	170	0	43	0	0.05	16-SM2	14.83	8.500	0.722	559
110	1	57	0	0	0	0.04	17-SM5	113.20	65.000	1.22	574
113	1	57	0	0	0	0.04	17-SM5	73.70	63.000	1.22	655
114	1	57	0	0	0	0.04	17-SM5	86.20	67.500	1.22	761
116	1	57	0	0	0	0.04	17-SM5	61.40	60.000	1.21	711
117	1	57	0	0	0	0.04	17-SM5	57.90	57.500	1.21	993
119	1	57	0	0	0	0.04	17-SM5	89.90	55.000	1.21	612
120	1	57	0	0	0	0.04	17-SM5	93.20	55.000	1.21	629
338	1	40	77	0	53	0	2-SM-SC6	76.0	104.000	1.57	584
339	1	40	77	0	53	0	2-SM-SC6	165.3	98.000	1.57	592
340	1	40	77	0	53	0	2-SM-SC6	169.0	99.500	1.57	588

NOTA:

YESO TIPO TIGRE  
ARENA MINA 100-200  
CEMENTO PORTLAND-I  
DIATOMITA "WHITE FLOSS"  
RETARDADOR-CITRICOS

Prismas  
De 3.8 x 3.8 x 15 cm  
Deformaciones  
Unitarias determinadas  
con extensómetros electri-  
cos ubicados en la parte  
media de la long del prisma  
 $\nu = 0.20$

PROPIEDADES  
DE  
MEZCLAS

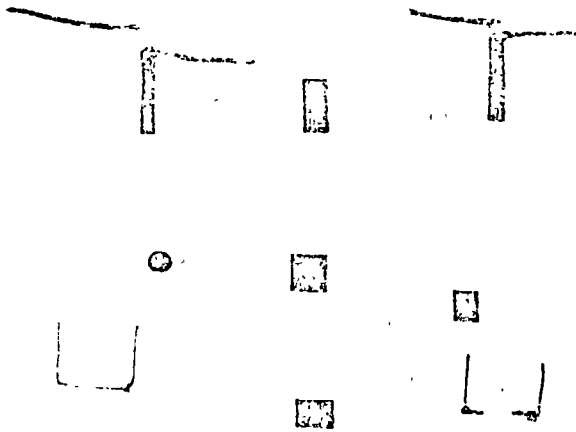


Foto 5. Diferentes tipos de extensómetros eléctricos (strain gages)

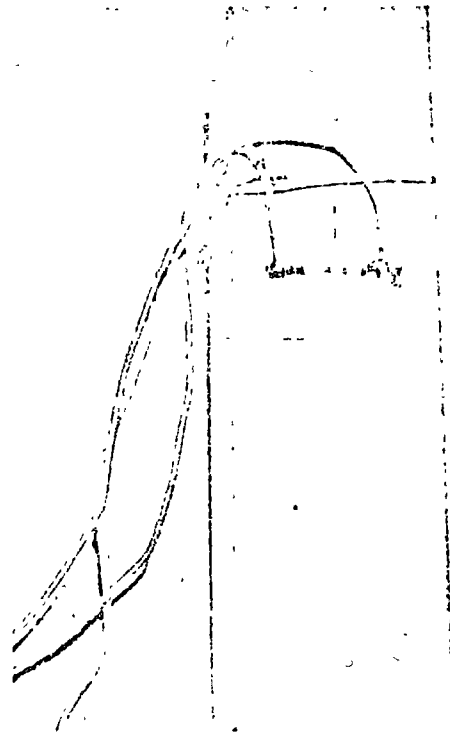


Foto 6. Prisma instrumentado con extensómetros eléctricos. (En caras opuestas para determinar el módulo de elasticidad)

ron sometidos estos prismas a la prueba de carga uniaxial, hasta llegar a la ruptura y, mediante el estudio gráfico correspondiente, se determinaron sus módulos de elasticidad y los esfuerzos de ruptura a la compresión (fotos 3, 4, 5, 6 y 7).

Los resultados obtenidos en estas pruebas se presentan en la tabla 1. Asimismo, la fig 13 presenta una correlación entre los

módulos de elasticidad y las correspondientes relaciones agua-yeso.

b) Módulos de elasticidad en los materiales del modelo

Para representar el material de la pila en el modelo, se escogió una mezcla de yeso y diatomita, identificada con el Nu.

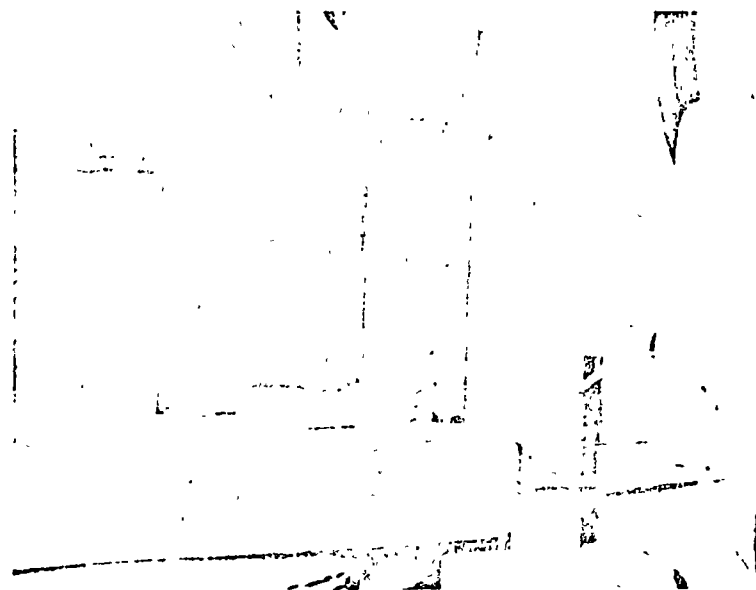


Foto 7. Prueba de carga uniaxial en prisma instrumentado con extensómetros eléctricos para determinar el módulo de elasticidad de las mezclas de yeso empleadas en el modelo

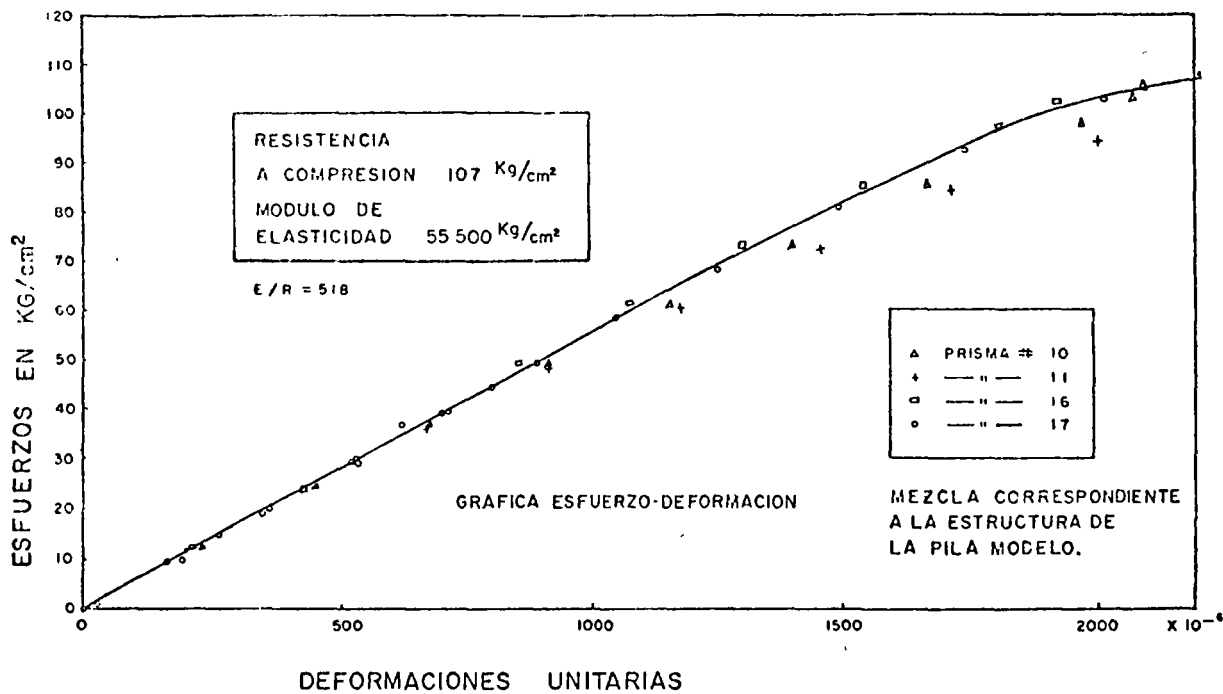


Fig 3.

17-SM4, con la que se fabricaron los prismas representativos Nos. 10, 11, 16 y 17, que fueron instrumentados por medio de extensómetros eléctricos y sometidos a la prueba de carga axial. El módulo de elasticidad correspondiente a esta mezcla es

$$E'_m = 55\,500 \text{ kg/cm}^2$$

Y el esfuerzo de ruptura

$$R'_m = 107 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{fig 3})$$

Para representar el material del estrato superior del suelo de cimentación en el modelo, fue seleccionada una mezcla de yeso, diatomita y agua, cuyo resultado en la prueba de carga dio el módulo de elasticidad promedio siguiente:

$$E''_m \doteq 10\,000 \text{ kg/cm}^2$$

Y el esfuerzo de ruptura

$$R''_m \doteq 18 \text{ kg/cm}^2$$

El estrato inferior del suelo de cimentación se reprodujo en el modelo por medio de la mezcla No. 15-SM15, que contiene yeso, agua y diatomita. De los resultados obtenidos en las

pruebas de carga uniaxiales realizadas en prismas se encontró el módulo de elasticidad

$$E'''_m = 18\,000 \text{ kg/cm}^2$$

Y un esfuerzo de ruptura de

$$R'''_m = 34 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{fig 4})$$

En la fig 4 se dan a conocer, además, los resultados de la prueba de carga midiendo las deformaciones unitarias transversales mediante la colocación adicional de un extensómetro eléctrico en posición normal respecto al eje del prisma. La relación de Poisson ( $\nu$ ) obtenida varía entre 0.19 y 0.22, y representa un parámetro adimensional que debe satisfacerse en el material del modelo.

Con objeto de representar en el modelo el armado metálico de las columnas y cilindros de la pila del prototipo, se utilizaron varillas de latón de dos diámetros, 3.2 mm y 1.65 mm, con un módulo de elasticidad aproximado de 900 000 kg/cm<sup>2</sup>

c) Similitud. Escalas.

En general, la similitud mecánica en un modelo se define solamente por medio de tres parámetros independientes: geometría, fuerza y tiempo.

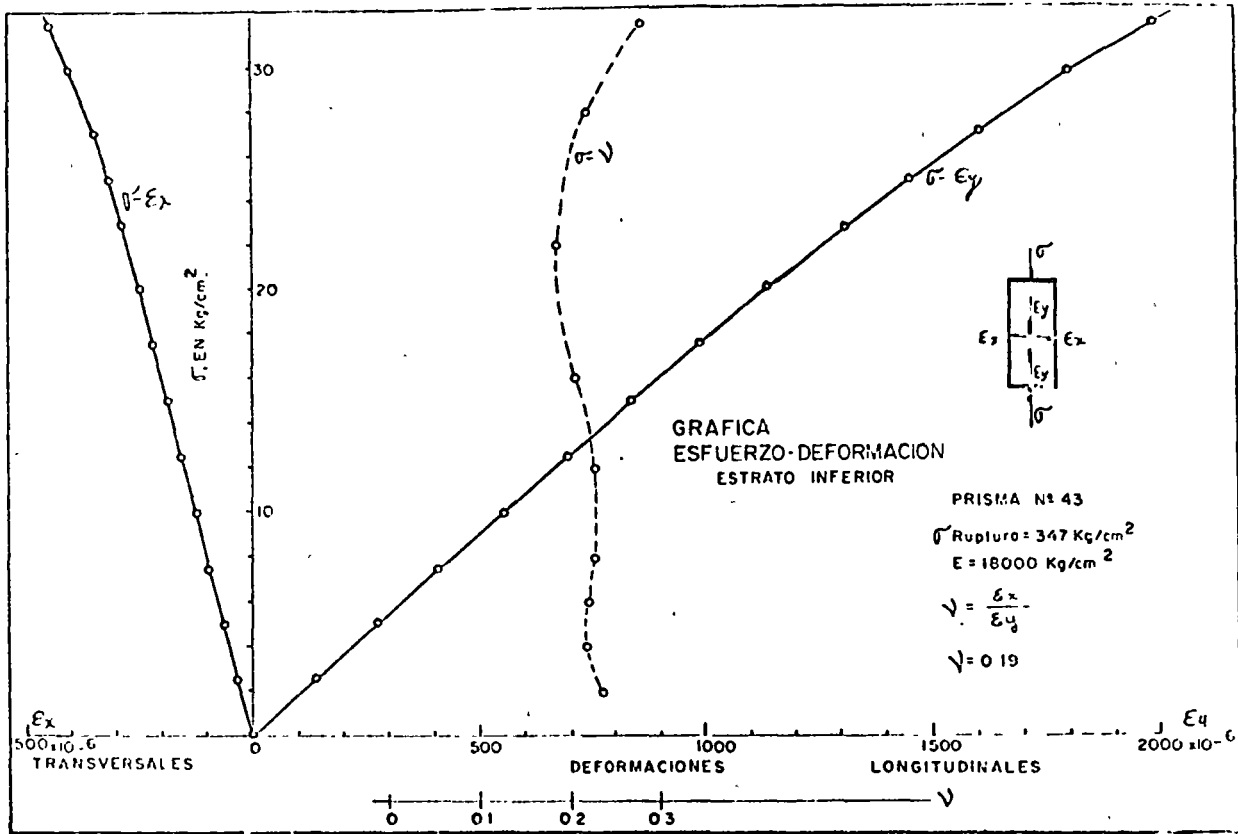


Fig. 4.

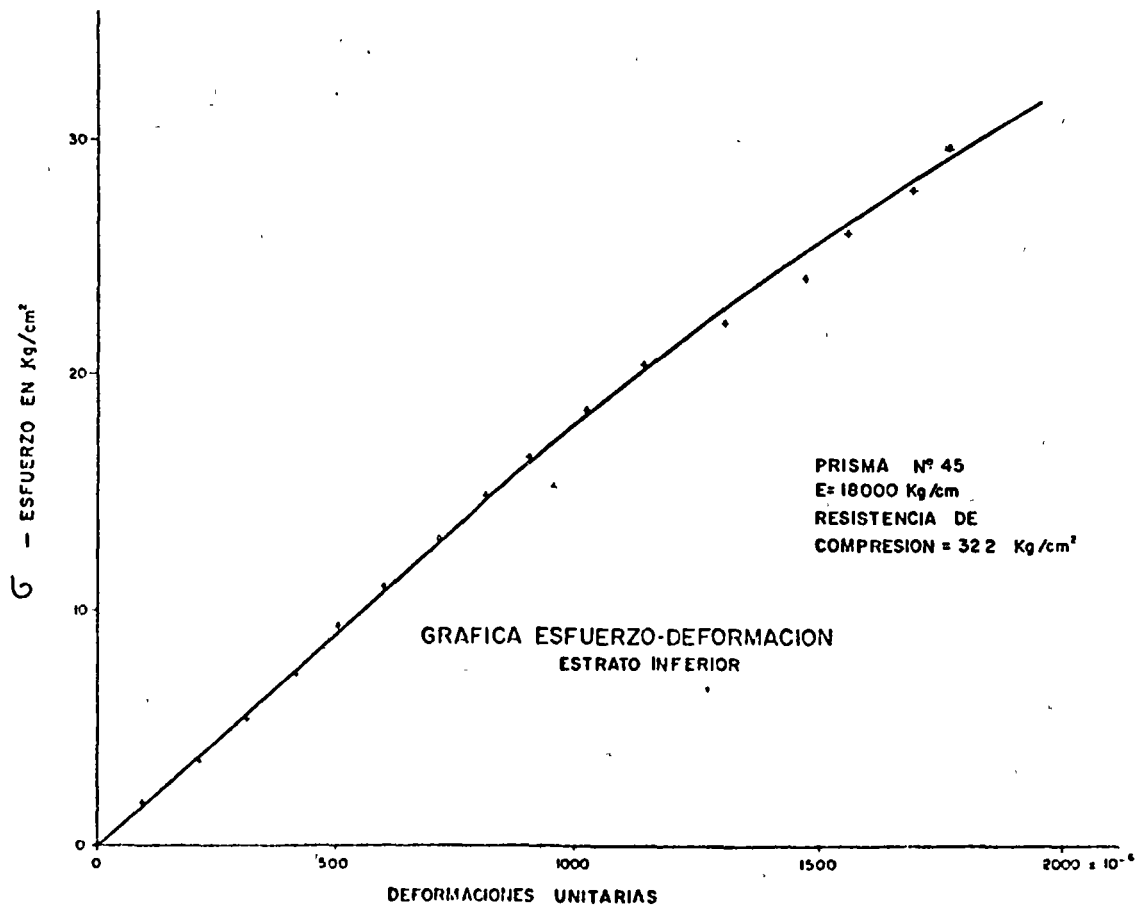


Fig. 5.

En el presente modelo se consideró únicamente el problema de la estática, con lo cual se excluye el tiempo del fenómeno, quedando básicamente dos parámetros: la geometría y la fuer-

### Escala geométrica

La escala geométrica del modelo se define por medio de la expresión siguiente:

$$\lambda = \frac{L_p}{L_m} \quad (1)$$

Donde  $L$  representa cualquier dimensión de longitud, ya sea en el prototipo ( $p$ ) o en el modelo ( $m$ ). De  $\lambda$  se derivan las escalas de áreas y volúmenes.

Para el modelo estudiado se escogió la escala

$$\lambda = 65$$

Las dimensiones del modelo se presentan en la fig 6.

### Escala de esfuerzos.

Puesto que al establecer la semejanza del modelo se tomó en cuenta no solamente el material que forma la pila, sino también los dos estratos que constituyen el suelo de cimentación, se hizo necesario establecer las relaciones de los módulos de elasticidad correspondientes a esos tres materiales para definir escala de esfuerzos.

El módulo de elasticidad del concreto es

$$E'_p = 200\,000 \text{ kg/cm}^2$$

Y el módulo elástico en el material correspondiente en el modelo (mezcla de yeso) es

$$E'_m = 55\,500 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto, la escala de módulos es la siguiente:

$$\xi = \frac{E'_p}{E'_m} = 3.6$$

Y para este caso, en que las deformaciones unitarias son iguales en ambos sistemas

$$\xi = \sigma_p / \sigma_m$$

La escala  $\xi$  define también las relaciones de módulos de elasticidad en los estratos superior e inferior del suelo de cimentación.

El módulo de elasticidad del estrato superior en el campo después del tratamiento es el siguiente

$$E''_p = 36\,554 \text{ kg/cm}^2$$

Y el correspondiente al modelo resulta

$$E''_m = 10\,000 \text{ kg/cm}^2$$

El módulo de elasticidad en el estrato inferior en el campo después del tratamiento es

$$E'''_p = 64\,323 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo que el módulo del material del modelo resulta

$$E'''_m = 18\,000 \text{ kg/cm}^2$$

### Escala de fuerzas.

Se expresa de la siguiente manera:

$$\xi = \frac{\kappa}{\lambda^2} \quad (2)$$

Donde  $\kappa$  es la escala de las fuerzas o cargas.

O bien

$$\kappa = \xi \lambda^2 \quad (3)$$

Para el presente modelo la escala real de fuerzas es la siguiente

$$\kappa = 14152$$

### Escala de pesos volumétricos.

$$\rho = \frac{\gamma_p}{\gamma_m}$$

La escala de fuerzas se expresa también de la siguiente manera:

$$\kappa = \rho \lambda^3 \quad (4)$$

Considerando además la expresión 3, se tiene

$$\rho \lambda^3 = \xi \lambda^2 \quad (5)$$

De donde se obtiene

$$\rho = \xi \lambda^{-1} \quad (6)$$

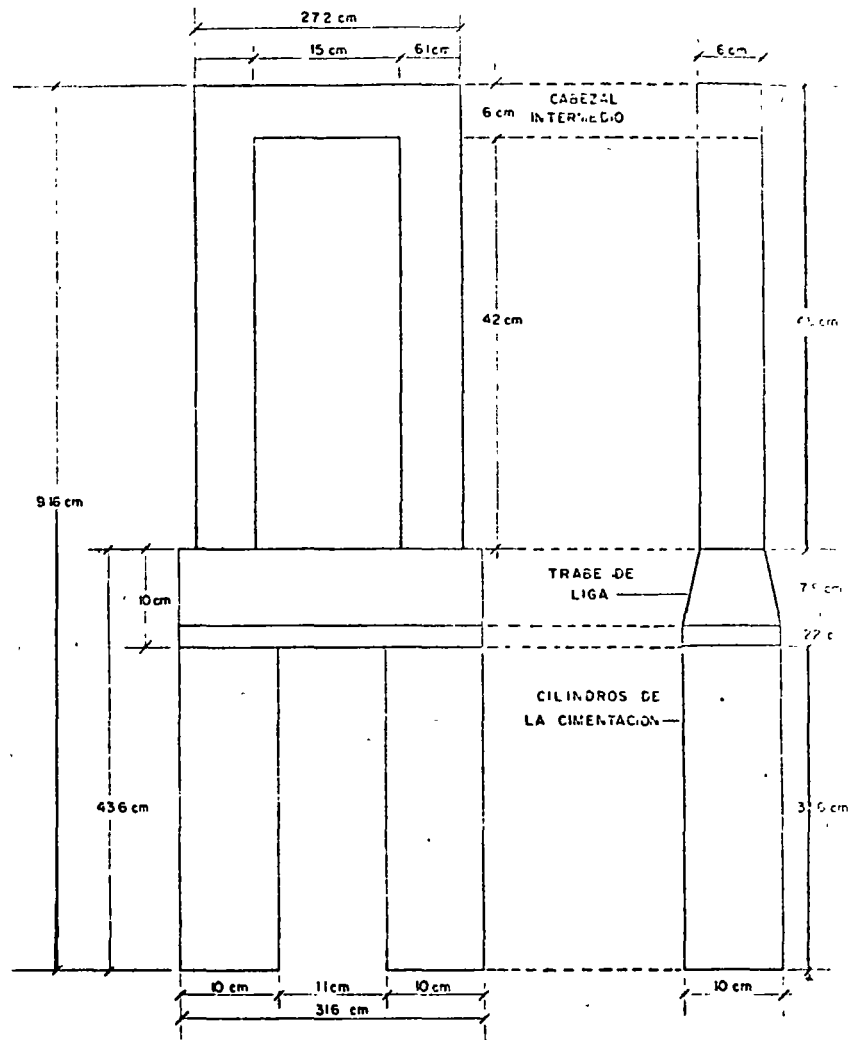
O bien

$$\rho = \kappa \lambda^{-3} \quad (7)$$

Ecuaciones que permiten calcular la escala de los pesos volumétricos, mediante el conocimiento de las escalas básicas de la geometría y de los esfuerzos o bien de la escala de fuerzas

Para este modelo, la escala de pesos volumétricos es

$$\rho = 0.057$$



DIMENSIONES DEL MODELO EN LA ESTRUCTURA DE LA PILA N° 2

Fig 6. Dimensiones del modelo en la estructura de la pila No. 2

Lo cual significa que el modelo debe tener un peso volumétrico superior al del prototipo, a fin de satisfacer la semejanza de peso propio de los materiales en ambos sistemas. Es decir

$$\gamma_m = 17.4 \gamma_p$$

En la práctica no hay materiales que se puedan utilizar en el modelo con un peso volumétrico tan alto.

Esta situación se subsana mediante el empleo de métodos indirectos, apropiados en cada caso, entre los cuales se cuenta el procedimiento de "aplicación de cargas concentradas", que fue precisamente el utilizado en este caso. Esencialmente consiste en reproducir la distribución de esfuerzos en el modelo, por concepto de peso propio faltante, mediante la aplicación de fuerzas externas concentradas durante los periodos de carga.

*Parámetros dimensionales*

En este modelo también se satisfacen las siguientes expresio-

nes, por medio de las cuales se establecen en forma completa las características de la deformabilidad elástica en los dos sistemas:

$$\epsilon_p = \epsilon_m \quad (8)$$

$$\nu_p = \nu_m \quad (9)$$

Donde

$\epsilon$  deformación unitaria en el prototipo ( $p$ ), o en el modelo ( $m$ )

$\nu$  relación de Poisson en el prototipo ( $p$ ), o en el modelo ( $m$ )

En modelos como el presente, cuando los esfuerzos inducidos rebasan los límites de elasticidad de los correspondientes mate

riales, las relaciones de la deformabilidad y de la mecánica sufren modificaciones significativas, de manera que las escalas afectadas por este nuevo fenómeno, incluyendo las ecuaciones 8 y 9, dejan de tener su validez de similitud.

La fig 4 presenta los resultados obtenidos en la prueba de compresión uniaxial a la que se sometió el prisma No. 43, correspondiente a la mezcla de yeso utilizada en el estrato inferior del modelo. En ella se observa que el valor medio de la relación de Poisson puede ser considerado del orden de magnitud de 0.20 y, por lo tanto, la ecuación 9 queda satisfecha prácticamente, ya que los materiales del prototipo poseen valores parecidos.

#### Factor de rigidez $EI$ en la estructura de la pila

La escala correspondiente a la rigidez de la pila queda expresada a partir de la escala geométrica ( $\lambda$ ) y de la de los esfuerzos ( $\xi$ ) de la siguiente manera:

$$\frac{(EI)_p}{(EI)_m} = \xi \lambda^4 \quad (10)$$

Donde

$E$  módulo de elasticidad del material correspondiente

$I$  momento de inercia de una sección horizontal en la pila

Sustituyendo los valores de las escalas, se tiene

$$\xi \lambda^4 = 58.5 \times 10^6 \text{ (valor ajustado)}$$

En las columnas del prototipo el factor es:

$$(EI)_p = 425 \times 10^{12} \text{ kg-cm}^2$$

Y en el modelo

$$(EI)_m = 7.2 \times 10^6 \text{ kg-cm}^2$$

Por lo que

$$(EI)_p / (EI)_m = 58.53 \times 10^6$$

Para los cilindros de cimentación se tiene

Prototipo:

$$(EI)_p = 1966 \times 10^{12} \text{ kg-cm}^2$$

Y modelo:

$$(EI)_m = 35.4 \times 10^6 \text{ kg-cm}^2$$

Por lo que

$$(EI)_p / (EI)_m = 55.54 \times 10^6$$

Se consideró en este caso que las escalas relacionadas con los módulos de elasticidad de los materiales de la cimentación son los más convenientes para la similitud que se propone establecer.

## 5. CONSTRUCCION DEL MODELO

### 5.1 Marco de pruebas

Para dar apoyo a la cimentación del modelo y también a las cargas aplicadas exteriormente, se construyó un marco de pruebas, de acero, cuyo diseño estructural fue realizado por el Departamento de Puentes de la D. G. P. V. T.

El marco es de forma rectangular con las dimensiones útiles (interiores) siguientes: altura 150 cm, longitud 185 cm y ancho 30 cm. Su peso aproximado es de 1 600 kg (foto 8).

Se construyeron dos gatos mecánicos, de tipo tornillo, con capacidad cada uno de 3 ton, con objeto de aplicar las cargas concentradas, horizontal y verticalmente, en el modelo (fig 7).

### 5.2 Estructura de la pila en el modelo

La estructura se construyó de yeso, reproduciendo su armadura con varillas de latón de 3.2 y 1.65 mm de diámetro, y módulo de elasticidad aproximado de 900 000 kg/cm<sup>2</sup>

Se hizo primeramente un molde positivo de madera, el cual sirvió para hacer el colado de un molde de yeso, formado por dos piezas simétricas (fotos 9 y 10).

Una vez secado el molde negativo, se procedió a colocar el modelo de la estructura de la pila.

### 5.3 Suelo de cimentación en el modelo

El suelo del modelo está representado por dos estratos principales, los cuales se construyeron utilizando mezclas de yeso elaboradas cuidadosamente en varias capas de construcción, con espesor mínimo de 10 cm.

En la porción superior de la primera capa quedaron ahogados en la masa de yeso veinticuatro electrodos de latón, conectados hacia el exterior por medio de cables eléctricos, cuya finalidad fue poder efectuar lecturas de la resistencia eléctrica durante el periodo de secado de la mezcla, con lo cual se pudo conocer en forma indirecta la variación del contenido de agua. En todos los casos en que se colocaron electrodos de este tipo, la separación entre piezas en cada pareja fue de 10 cm.

La segunda capa de yeso fue colocada de tal manera que llegase hasta el nivel superior del estrato de cimentación, correspondiendo a esta etapa la colocación de la estructura de la pila en su posición definitiva dentro del conjunto del modelo (foto 11). Asimismo se colocaron 6 electrodos de latón para el control de humedad durante el proceso de secado

En forma similar se colocaron la tercera, cuarta y quinta capas que correspondieron al estrato superior, en el cual quedaron

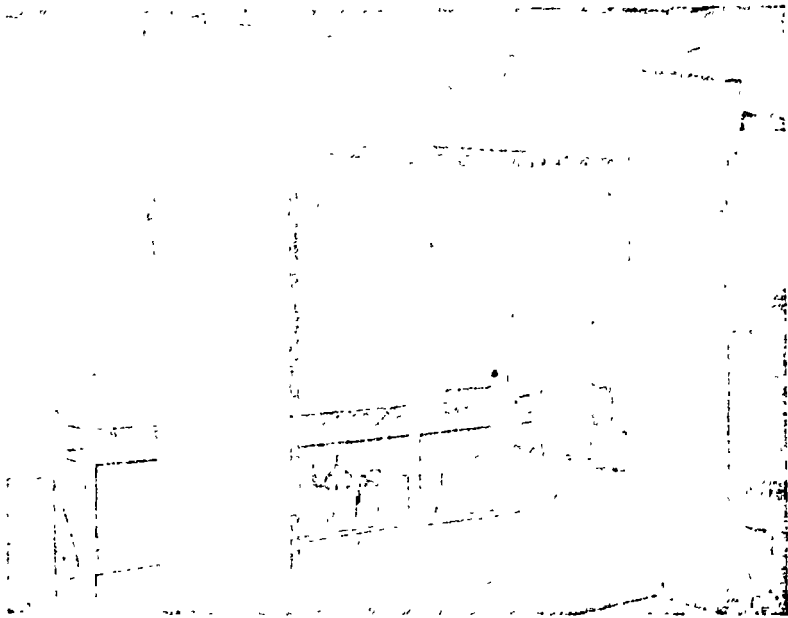
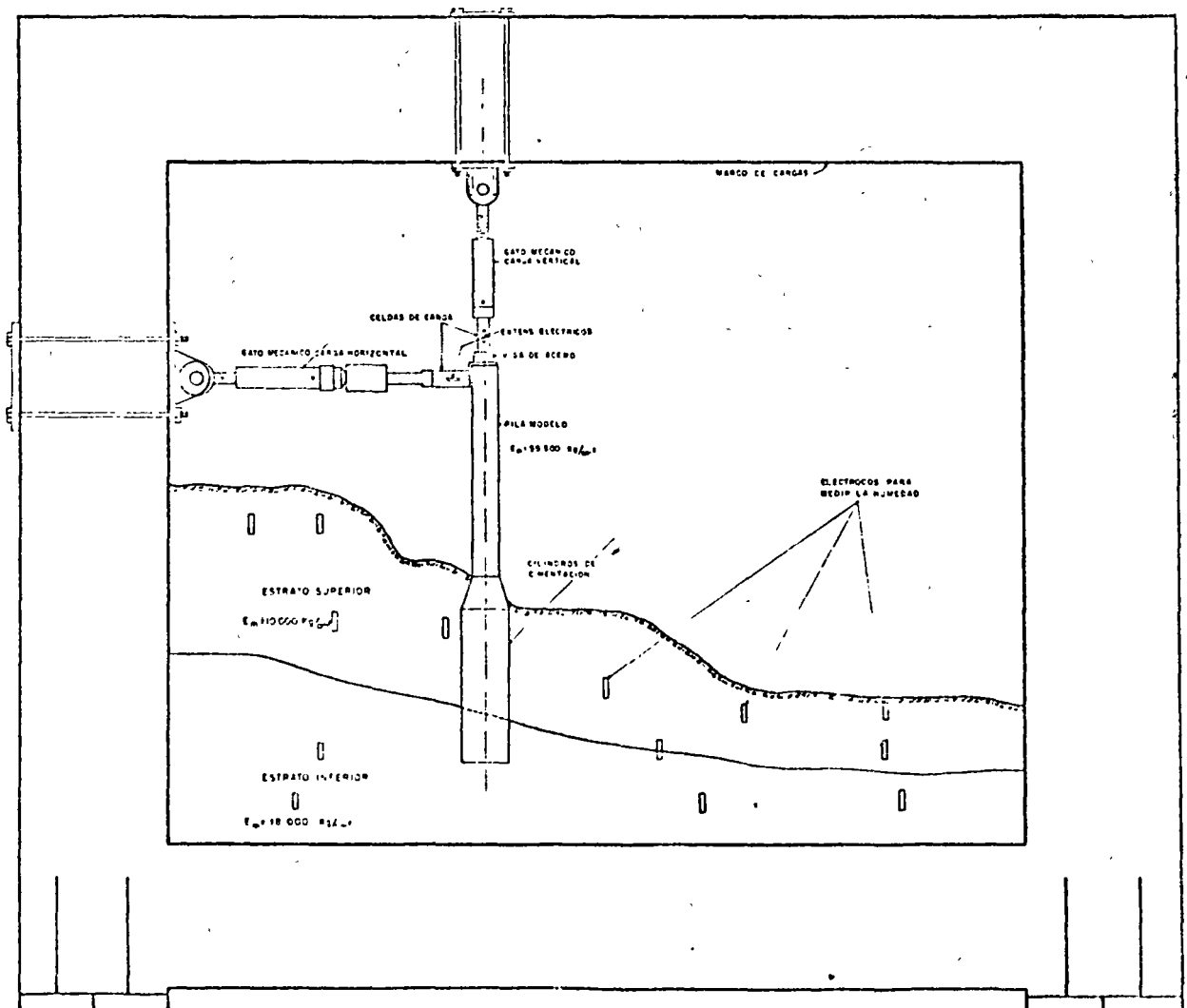


Foto 8. Presentación del marco de prueba utilizada en el modelo

Fig 7. Modelo en el marco de cargas





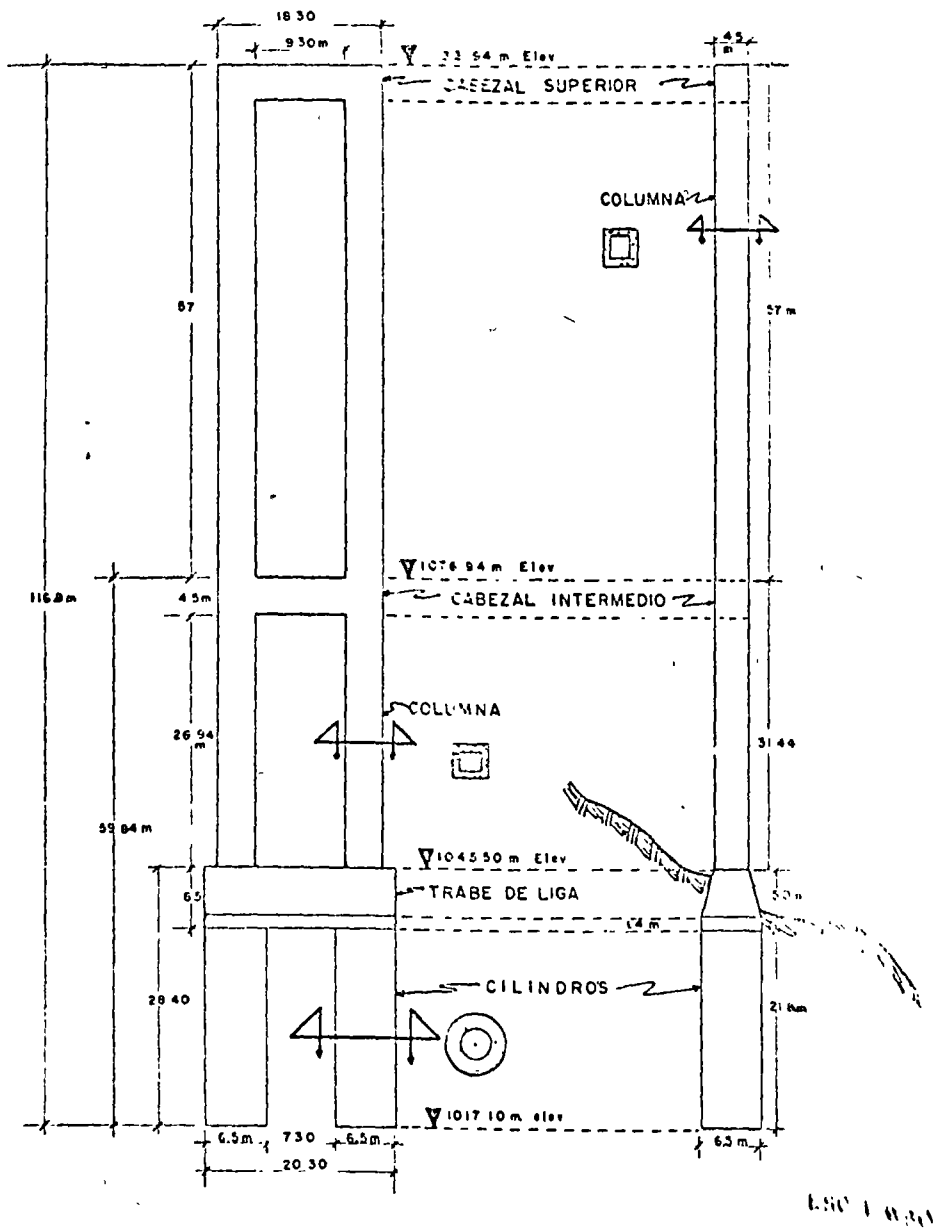


Fig 8. Estructura completa de la pila A...

ahogados 14 electrodos de latón, con lo que se tuvo un total de 44 electrodos distribuidos convenientemente en toda la masa del modelo que representa el suelo de cimentación de la pila.

Al concluir el colado de la última capa, el modelo se secó mediante calor utilizando lámparas de rayos infrarrojos y corrientes de aire con ventiladores eléctricos.

En la serie de fotografías que comprende desde la 11 hasta la 18, se presenta una sucesión gráfica de las etapas más importantes durante la construcción del modelo, las cuales corresponden a las ya descritas.

Previamente a la realización de estos colados, se prepararon

prismas especiales instrumentados con electrodos de latón, con objeto de obtener lecturas de la resistencia eléctrica durante el período de curado. En estos prismas se utilizaron mezclas de yeso cuyas propiedades fueron iguales a las de la cimentación del modelo (véase Fig. 19).

Los resultados obtenidos en estas mediciones se presentan en forma gráfica en las figs 9 a 12. En la primera se pueden observar los gráficos que relacionan el peso del prisma y la variación de la resistencia eléctrica. En la segunda se tiene un diagrama que muestra la variación del peso del prisma y el tiempo de curado en días. Y en la tercera, se presenta la evolución del peso del prisma a través de la variación de la resistencia eléctrica.

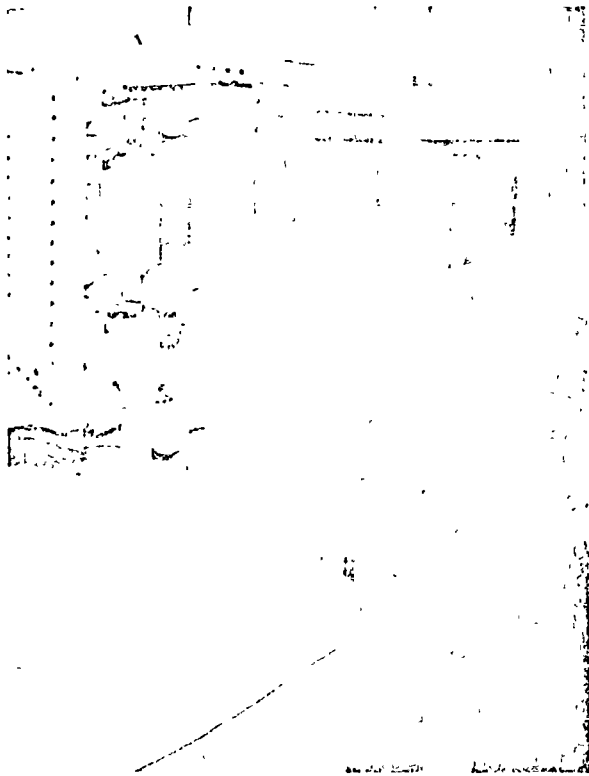


Foto 9 Molde positivo de madera de la estructura de la pila junto al modelo instrumentado

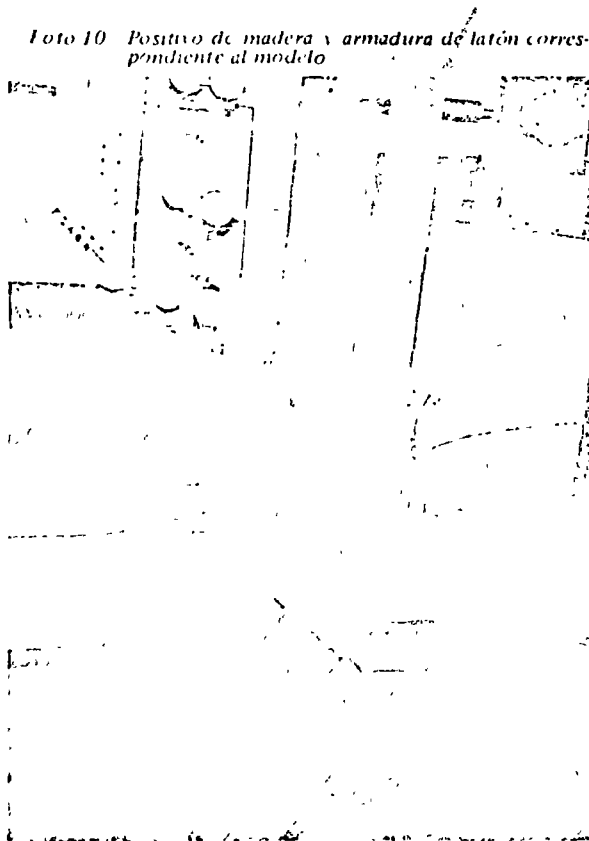


Foto 10 Positivo de madera y armadura de latón correspondiente al modelo



Foto 11. Colocación de electrodos para la segunda capa. Extremo inferior de los cilindros de la pila en la posición de desplante

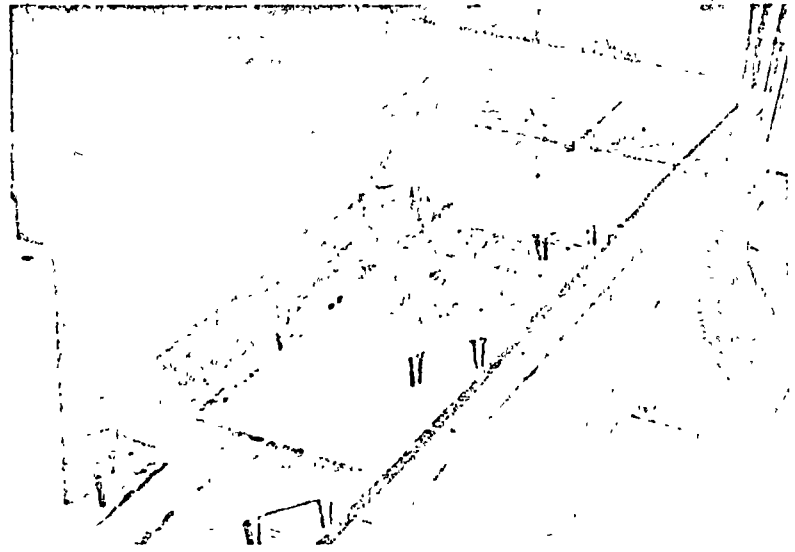


Foto 12. Electrodos suspendidos en la posición definitiva (antes de colar la primera capa del estrato inferior)

Foto 13. Detalle de colocación de electrodos en la primera capa antes de hacer el colado

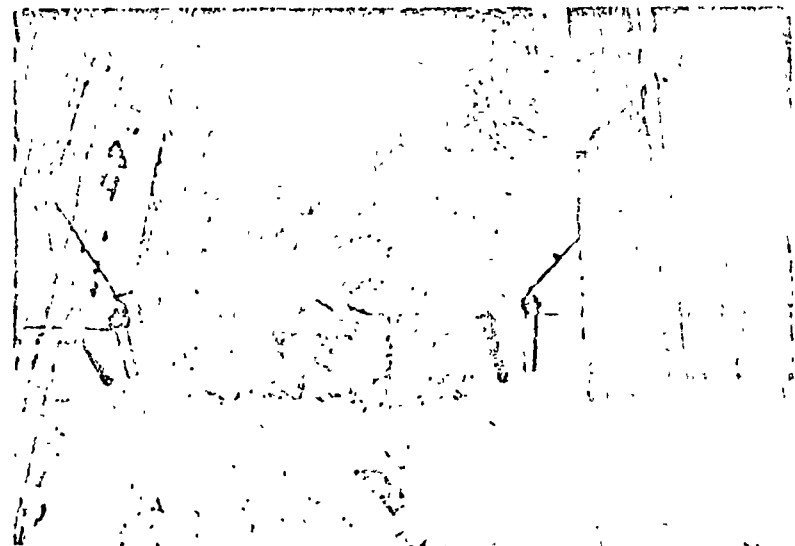




Foto 14. Primera capa después de ser colada. Los electrodos forman triángulos

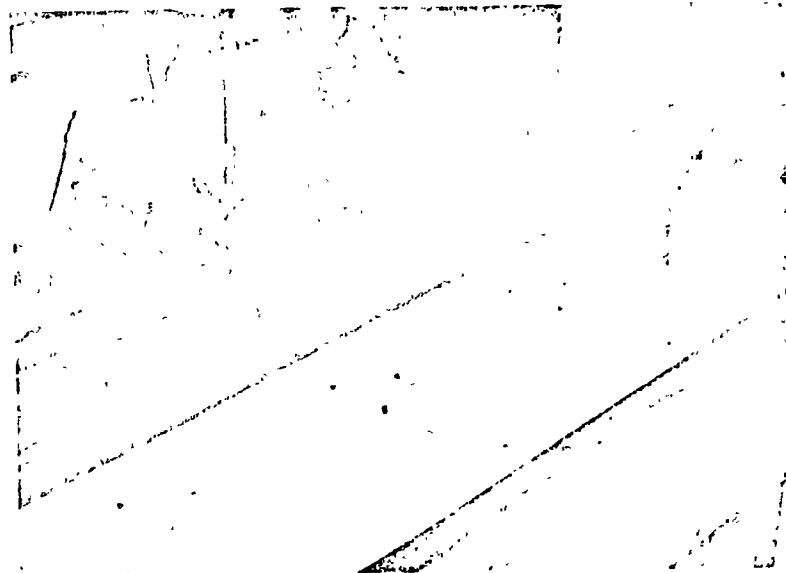
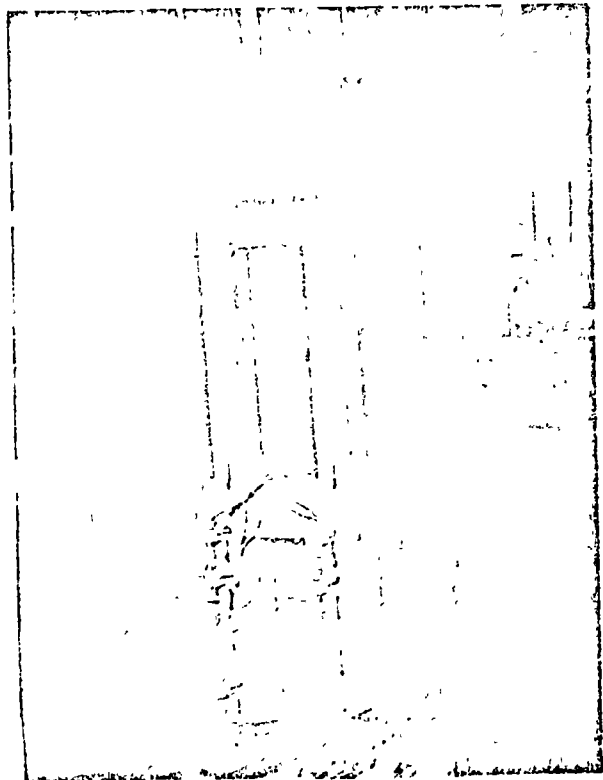


Foto 15. Se inicia el secado de la primera capa por medio de rayos infrarojos y flujo de aire

Foto 16. Medición de la resistencia óhmica de la primera capa durante el periodo de secado



Foto 17. Pila del modelo suspendida del marco de prueba en posición definitiva. Veanse los extensómetros eléctricos verticales (estructura) y horizontales (suelo)





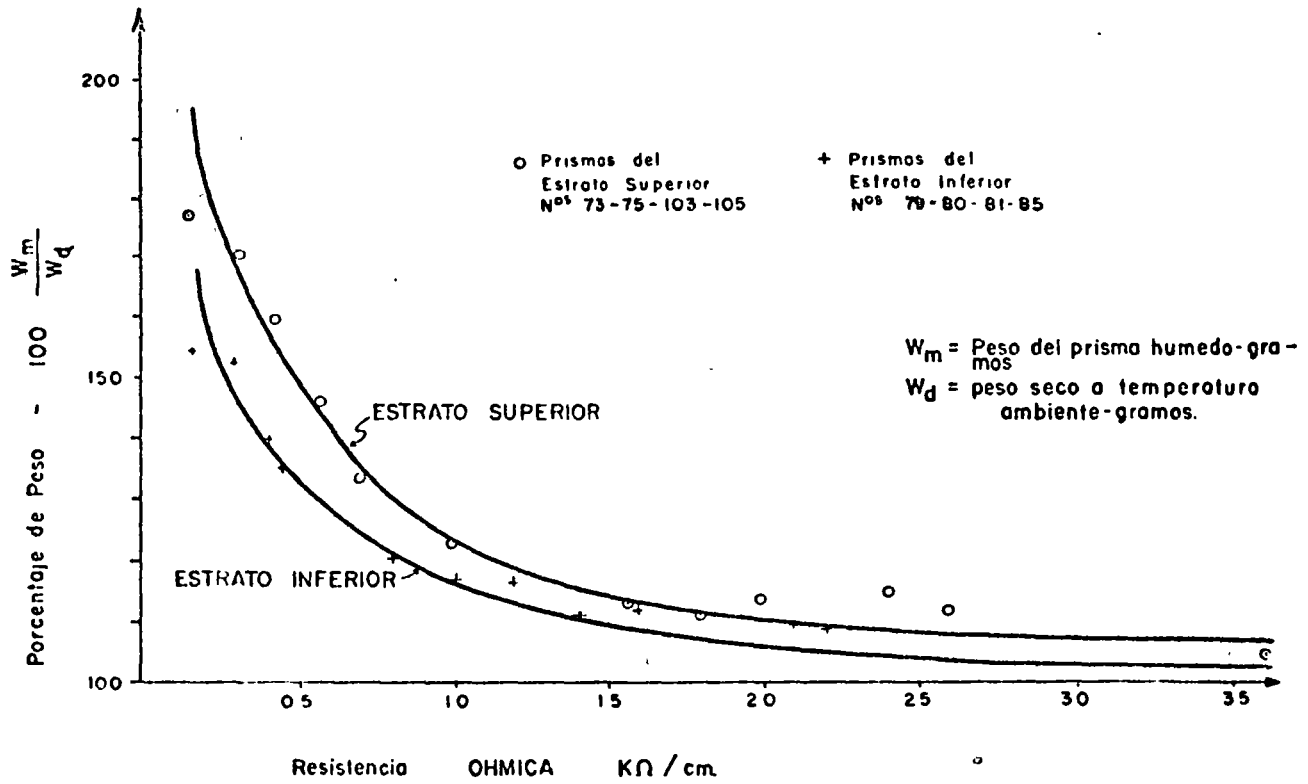
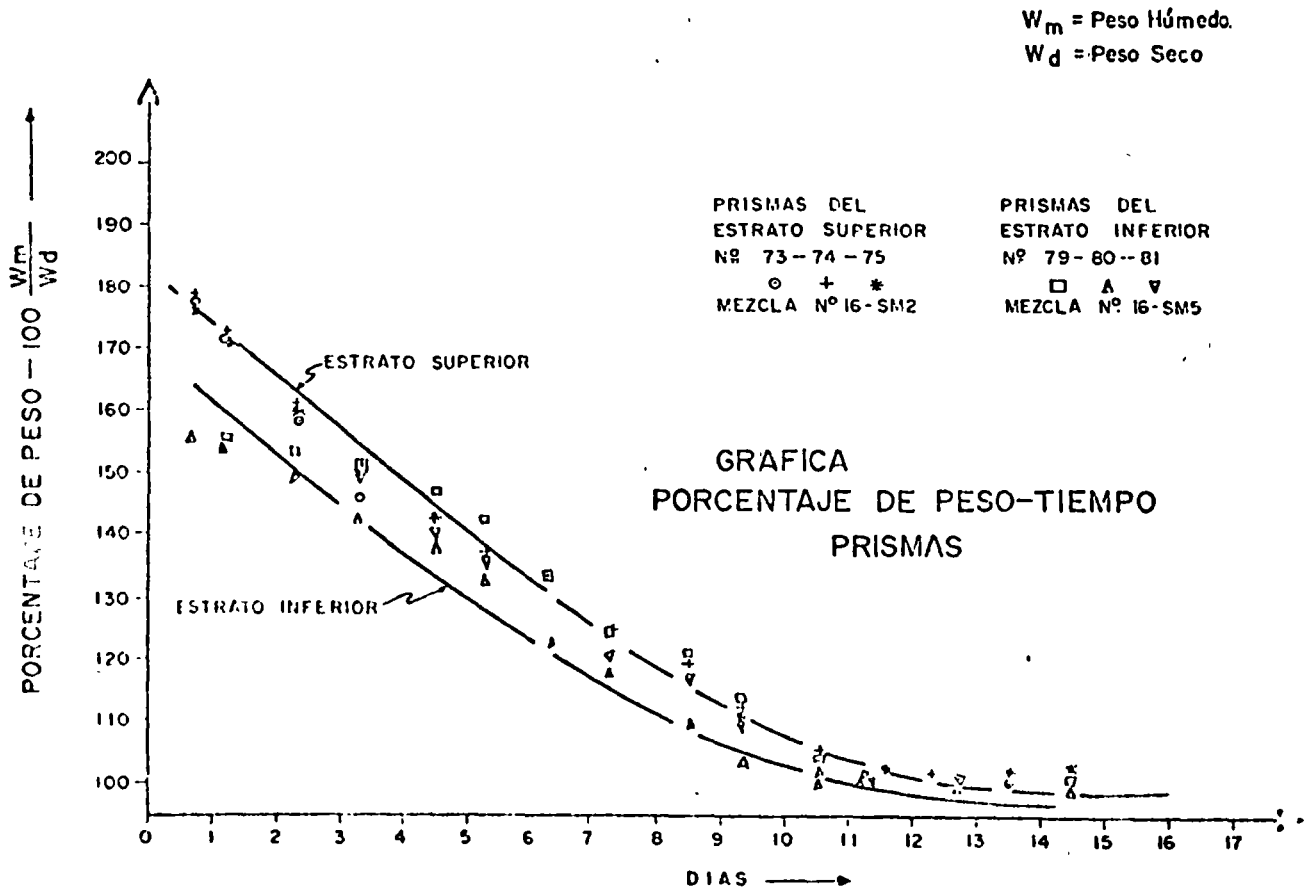


Fig 9 Control de humedad de secado en prismas

Fig 10 Secado de prismas de mezcla de yeso



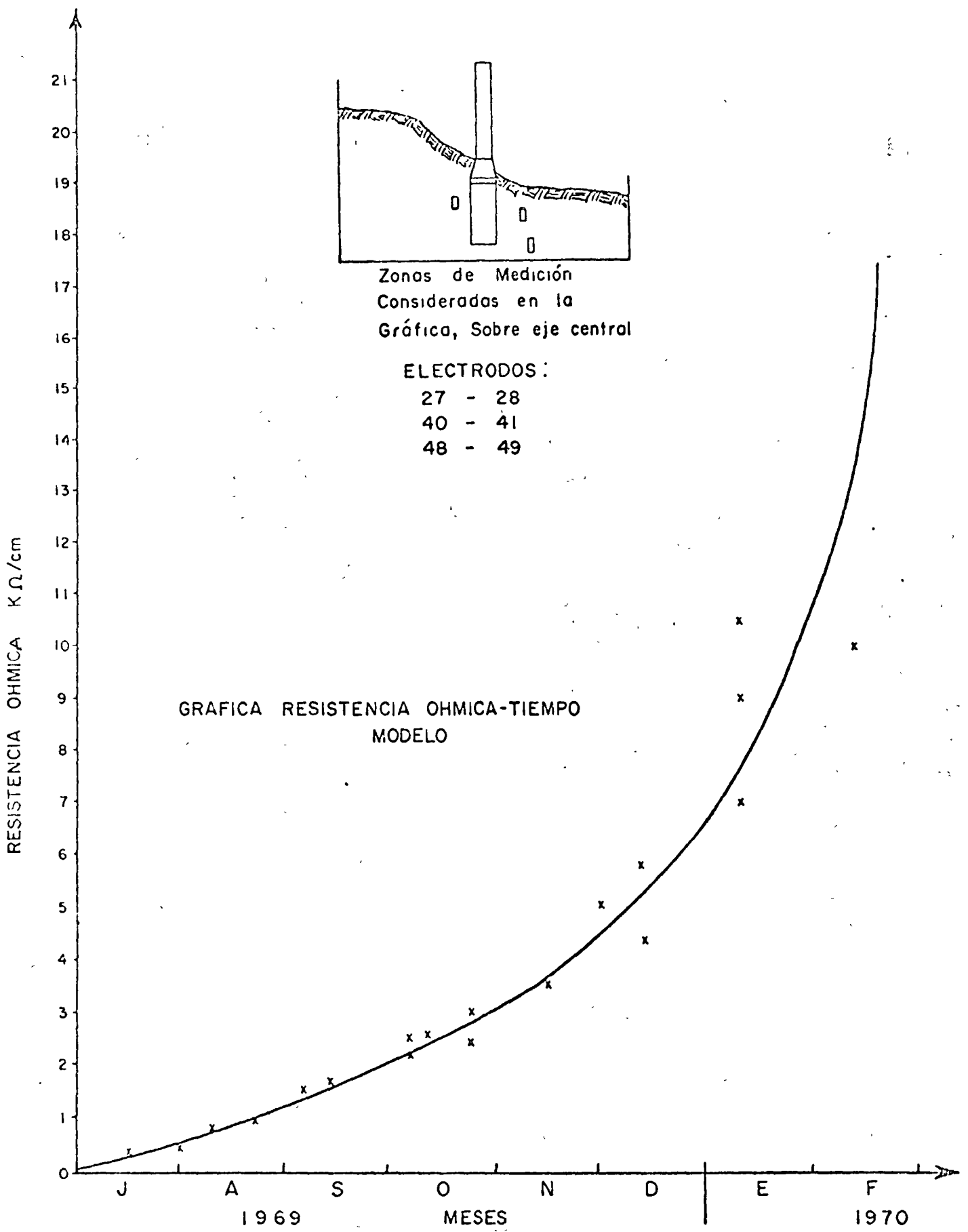


Fig 11. Control indirecto de humedad durante el secado del modelo

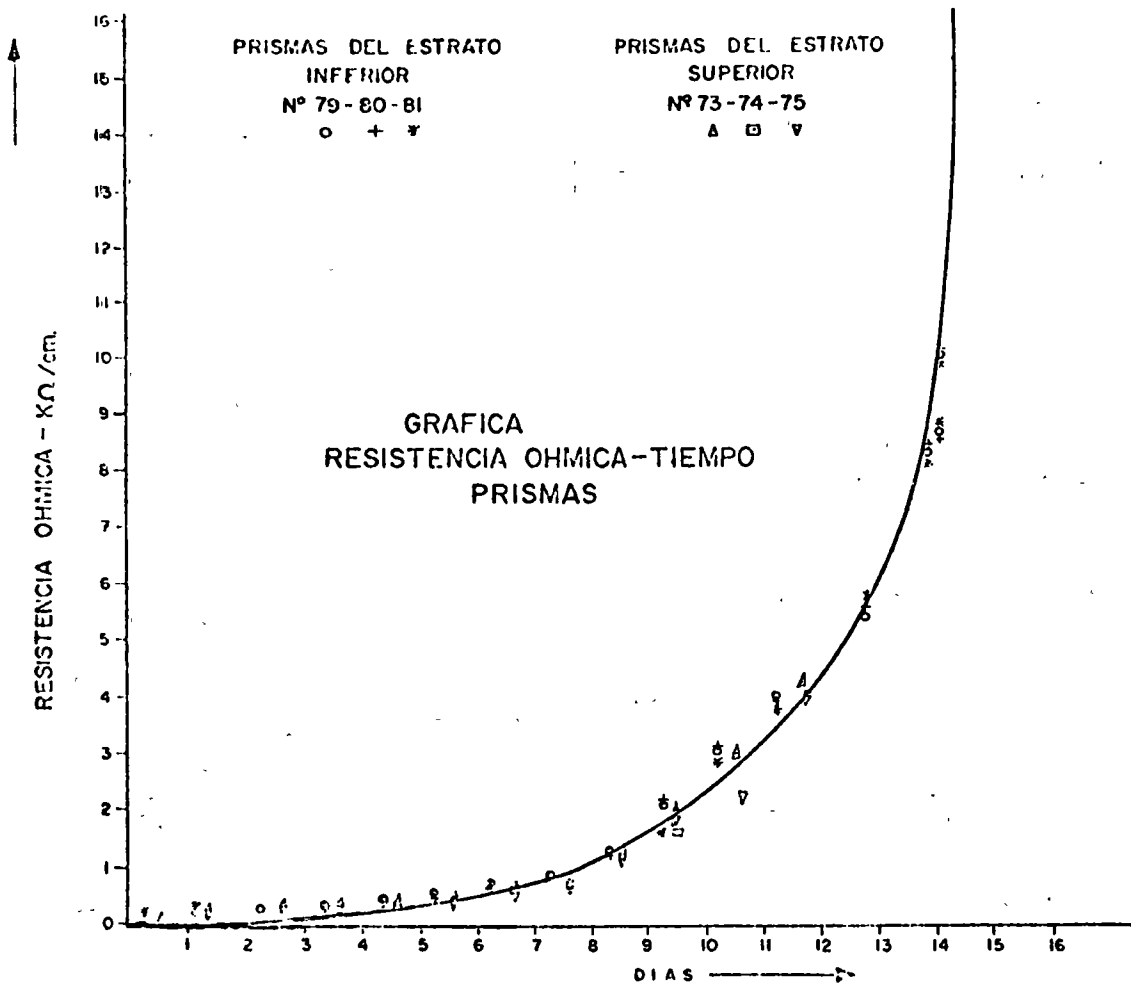
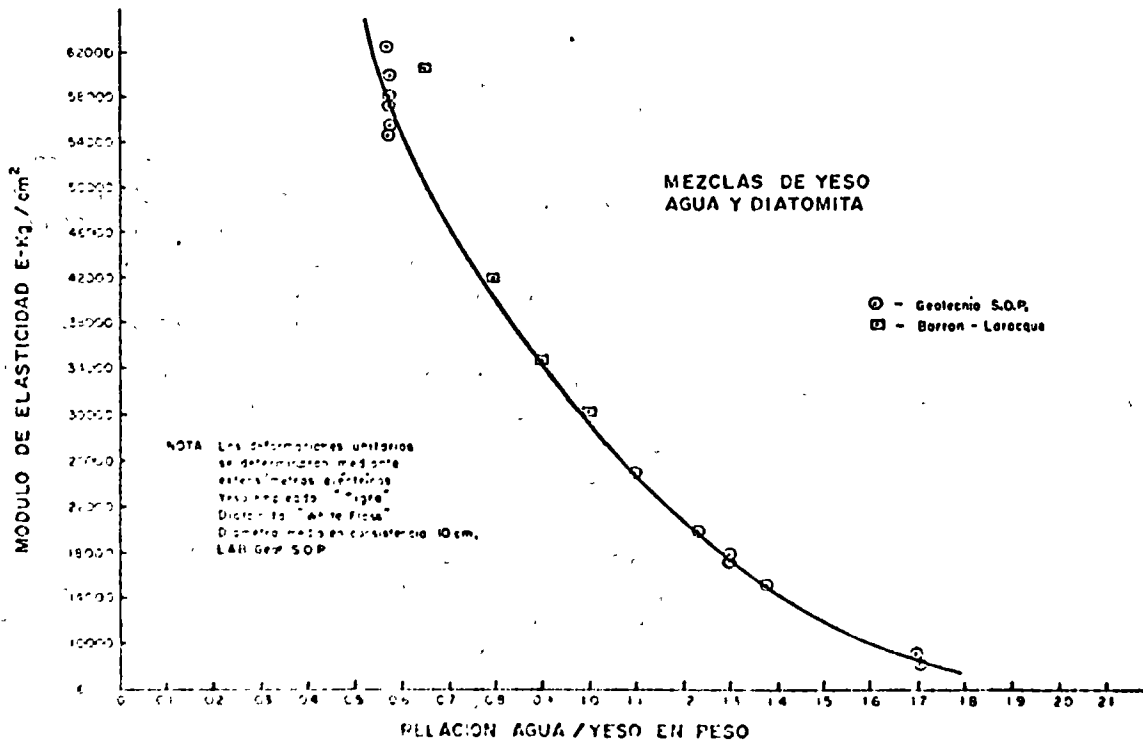


Fig 12. Control de humedad durante el secado de prismas de yeso

Fig 13. Gráfica módulo elástico-relación agua/yeso



## 6. TIPO DE MODELO Y APARATOS DE MEDICION

Una vez definidas y satisfechas las condiciones de similitud, mediante las expresiones descritas en el cap 4, parece posible establecer las siguientes afirmaciones:

- El fenómeno físico representado se desarrolla fundamentalmente en un plano.
- La masa de yeso del modelo satisface la ley de Hooke y la relación de Poisson.
- La curva esfuerzo-deformación del material de yeso es del tipo semielástico, razonablemente representativa de su correspondiente en el prototipo. Sin embargo, los límites de la microfisuración en el modelo y otros parámetros colaterales no se cumplen.
- Estas condiciones de similitud señaladas permiten definir al modelo como representativo del tipo hookeano, no destructivo.

Fig 14. Localización de extensómetros eléctricos en el modelo (cara sur)

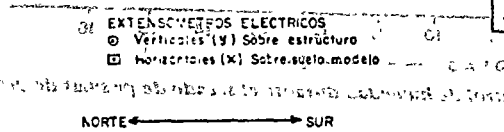
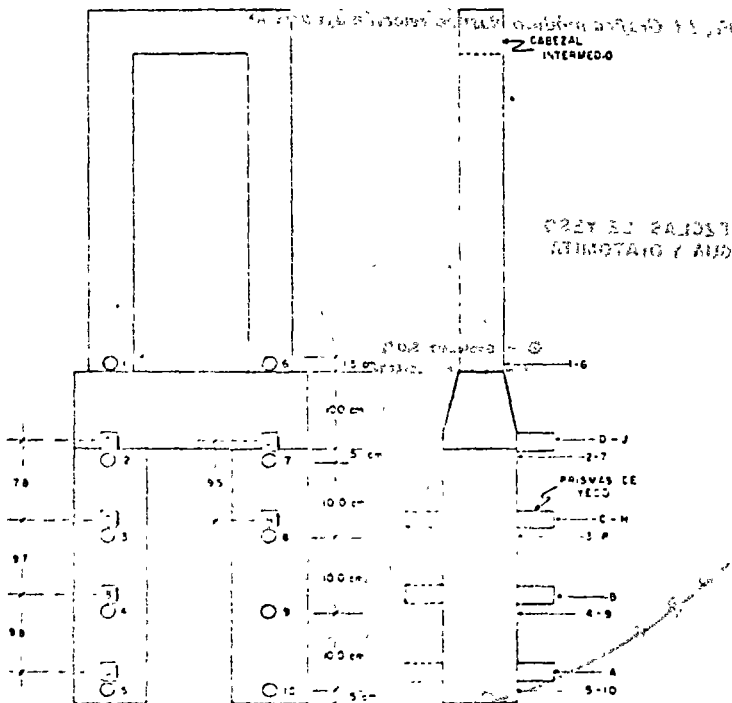


Fig 15. Localización de extensómetros eléctricos en el modelo (cara norte)



### Instrumentación y mediciones en el modelo

Con objeto de medir las deformaciones unitarias en el modelo, se hizo una instrumentación con extensómetros eléctricos (*strain gages*) localizados en 29 puntos, de los cuales 20 quedaron ubicados en la superficie de los cilindros de cimentación y 9 en el interior de la masa de yeso que representa el suelo de cimentación, colocados en las cercanías de la estructura

Los extensómetros eléctricos empleados tienen una resistencia de  $99,5 \pm 0,2$  % ohms, con una longitud de parrilla de 30 mm. En las figs 14 y 15, así como en la foto 17, se puede observar la disposición de los extensómetros colocados en el modelo. La foto 5 presenta diferentes extensómetros eléctricos.

Las deformaciones se midieron empleando un puente eléctrico (tipo Wheatstone) de indicador automático, modelo SM-60AT de Kyowa; se alternó con un indicador manual, modelo 120C de Baldwin, ambos con una precisión de  $5 \times 10^{-6}$  (foto 20)

Las cargas exteriores fueron aplicadas por medio de dos g mecánicos diseñados especialmente para el caso; se midieron



7 1 1 1 1 1 1

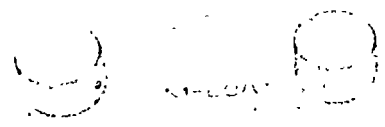


Foto 20. Puente eléctrico de indicador automático utilizado en la medición de las deformaciones unitarias en el modelo

Foto 21. Celda de carga instrumentada con extensómetros eléctricos (strain gages)

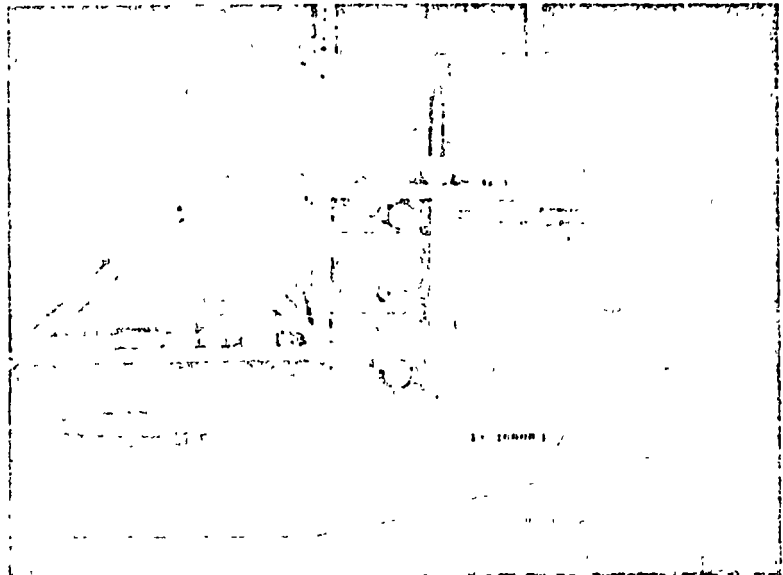


Foto 22. Vista general del modelo en el periodo de precarga

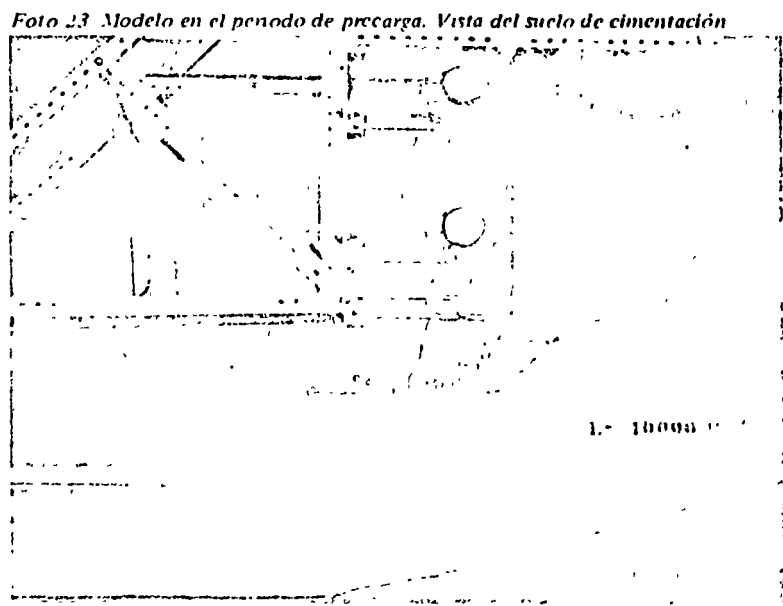


Foto 23. Modelo en el periodo de precarga. Vista del suelo de cimentación

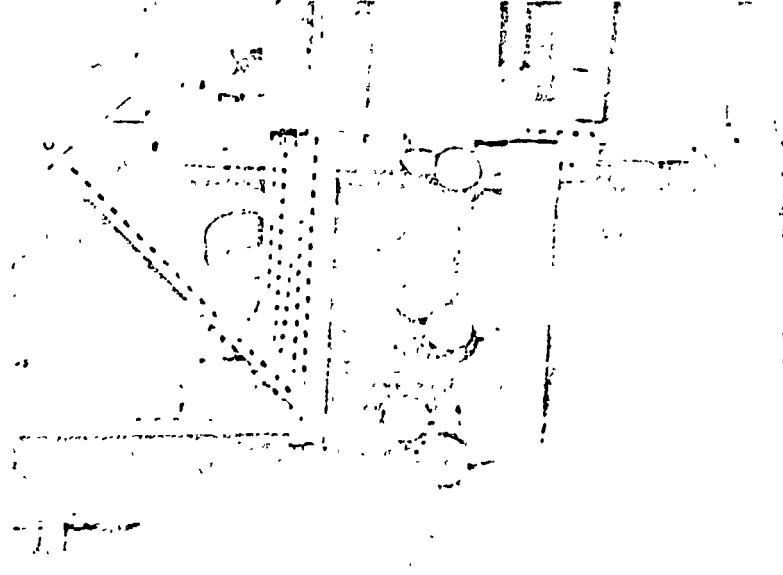


Foto 24. Gatos mecánicos en su posición. Celdas de carga, Extensómetros mecánicos para medir desplazamientos en las columnas

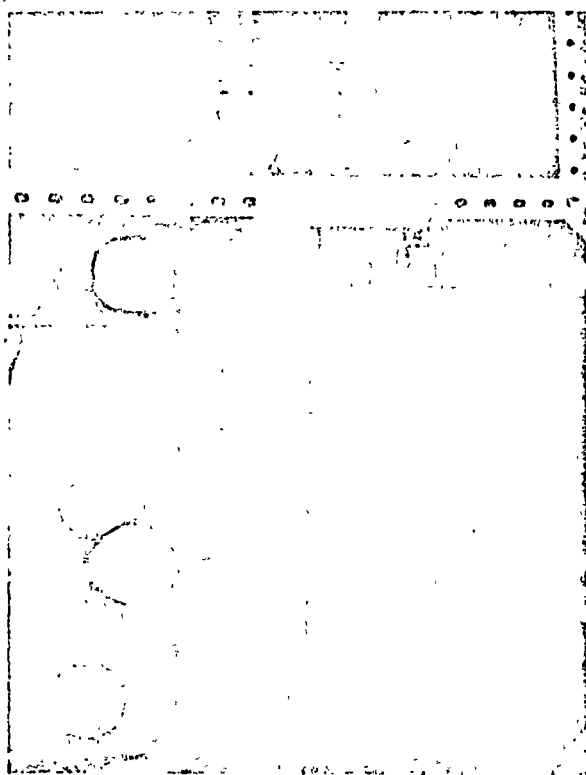
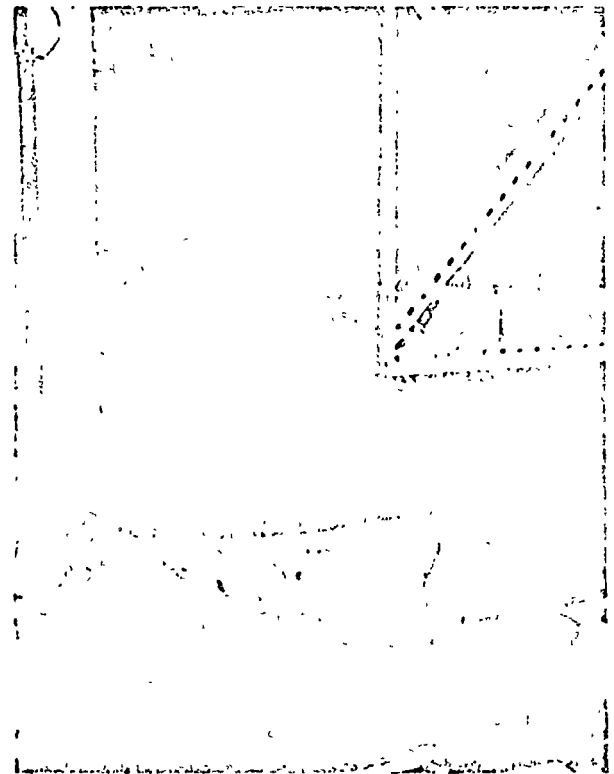


Foto 25. Celdas de carga y extensómetros mecánicos en el periodo de precarga



Foto 26. Conexiones en los extensómetros eléctricos y celdas de carga hacia el puente Wheatstone y conmutadores

Foto 27. Conexiones de los extensómetros eléctricos procedentes del interior de la masa del modelo



utilizando un sistema de "celdas de carga" y un puente eléctrico tipo "N" de Baldwin, en el cual la división menor del cuadrante corresponde a una deformación unitaria de  $1 \times 10^{-5}$ .

Las celdas de carga consisten en un cilindro de lucita (plástico acrílico), con diámetro de 31 mm y longitud de 80 mm, instrumentado con dos extensómetros eléctricos en la porción media de su longitud, cuya calibración fue previamente realizada en el laboratorio mediante la aplicación directa de cargas patrón. La foto 21 muestra una de las celdas de carga.

Los desplazamientos horizontales de las columnas de la pila se midieron con extensómetros mecánicos o micrómetros, apoyados sobre una pequeña estructura sujeta al marco de pruebas, formada por tramos angulares de "perfiles ranurados", tal como se puede observar en las fotos 22 a 29.

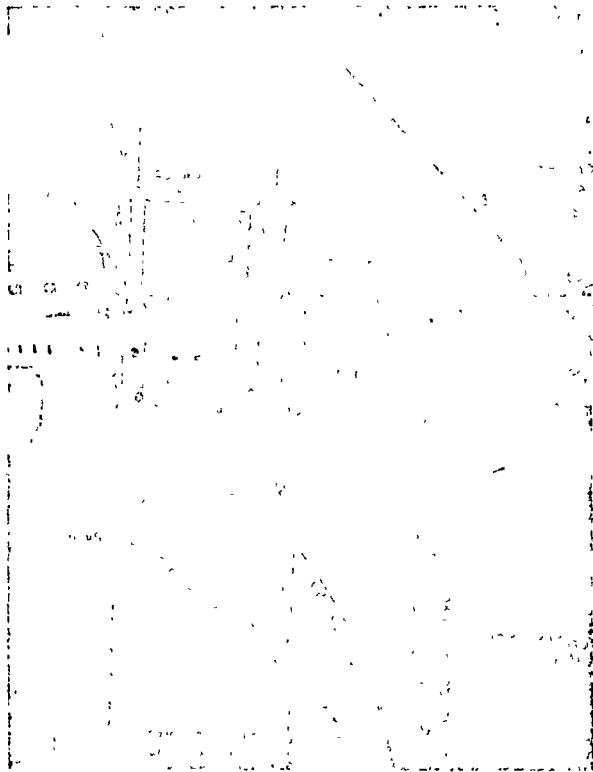
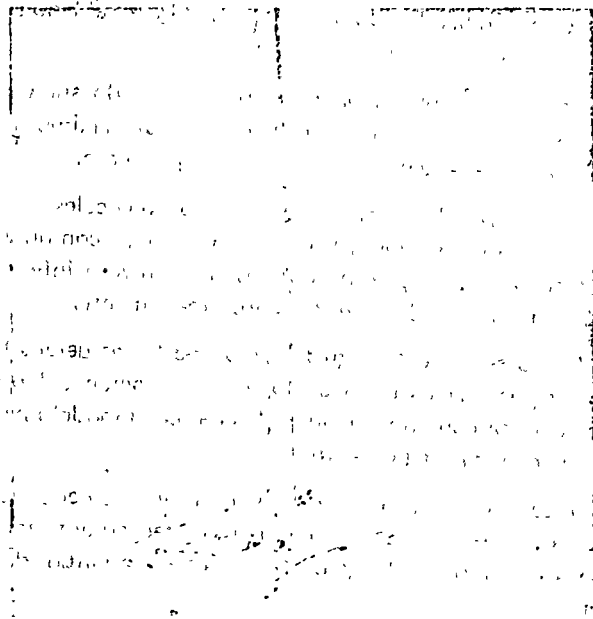


Foto 28. Detalle de gatos mecánicos, horizontal y vertical

Foto 29. Falla última de las columnas de la pila en el modelo



## 7. INVESTIGACION EN EL MODELO

El modelo fue sometido a un periodo de cargas, durante el cual se hicieron mediciones de las deformaciones unitarias y de los desplazamientos desarrollados en las columnas de la estructura de la pila. El proceso de cargas incluye básicamente tres etapas bien definidas, las cuales se describen a continuación.

### Primera etapa

Constituye el periodo de precarga y tiene por objeto proporcionar el acomodo de todas las partes del modelo y verificar el funcionamiento de los diversos dispositivos de medición.

Los ciclos de carga y descarga que comprende esta etapa se efectuaron aplicando solamente cargas verticales, cuya magnitud llegó hasta 35 por ciento de la carga vertical de proyecto.

### Segunda etapa

Corresponde al periodo de aplicación de las cargas de proyecto o de operación, durante ella se realizaron varios ciclos de carga y descarga.

La carga horizontal se fue aumentando sucesivamente por medio de cinco incrementos hasta alcanzar su nivel de proyecto de 17.86 kg, entre tanto la carga vertical permaneció constante en 285.6 kg, que es su valor correspondiente de operación.

En estas condiciones de carga se efectuaron lecturas de las deformaciones unitarias y de los desplazamientos en todos los extensómetros, tanto eléctricos como mecánicos. Con los datos obtenidos se prepararon las gráficas de distribución de esfuerzos consignados en las figs 18 y 19, así como los diagramas de los desplazamientos horizontales ocurridos en las columnas de la pila, que se muestran en las figs 16 y 17.

Asimismo se efectuó en esta etapa la verificación de los esfuerzos medidos con extensómetros eléctricos, comparándolos con los encontrados analíticamente. Los esfuerzos se refirieron a cuatro puntos localizados al pie de las columnas de la pila.

### Tercera etapa

En general, durante esta etapa se aumentó la carga horizontal a partir del nivel de proyecto, sosteniendo constante en forma simultánea la carga vertical de 285.6 kg, correspondiente a la de operación. Esta forma de aplicación de las cargas tuvo por objeto conducir al modelo hacia una condición crítica de ruptura, a través de una operación simplificada de breve duración.

La realización del procedimiento señalado, comprendió dos fases diferentes que se describen a continuación.

a) Consistió, primero, en aplicar al modelo una carga horizontal de 20 kg, simultáneamente con la carga vertical de proyecto. En estas condiciones se registraron las lecturas correspondientes en los extensómetros eléctricos y mecánicos. Después

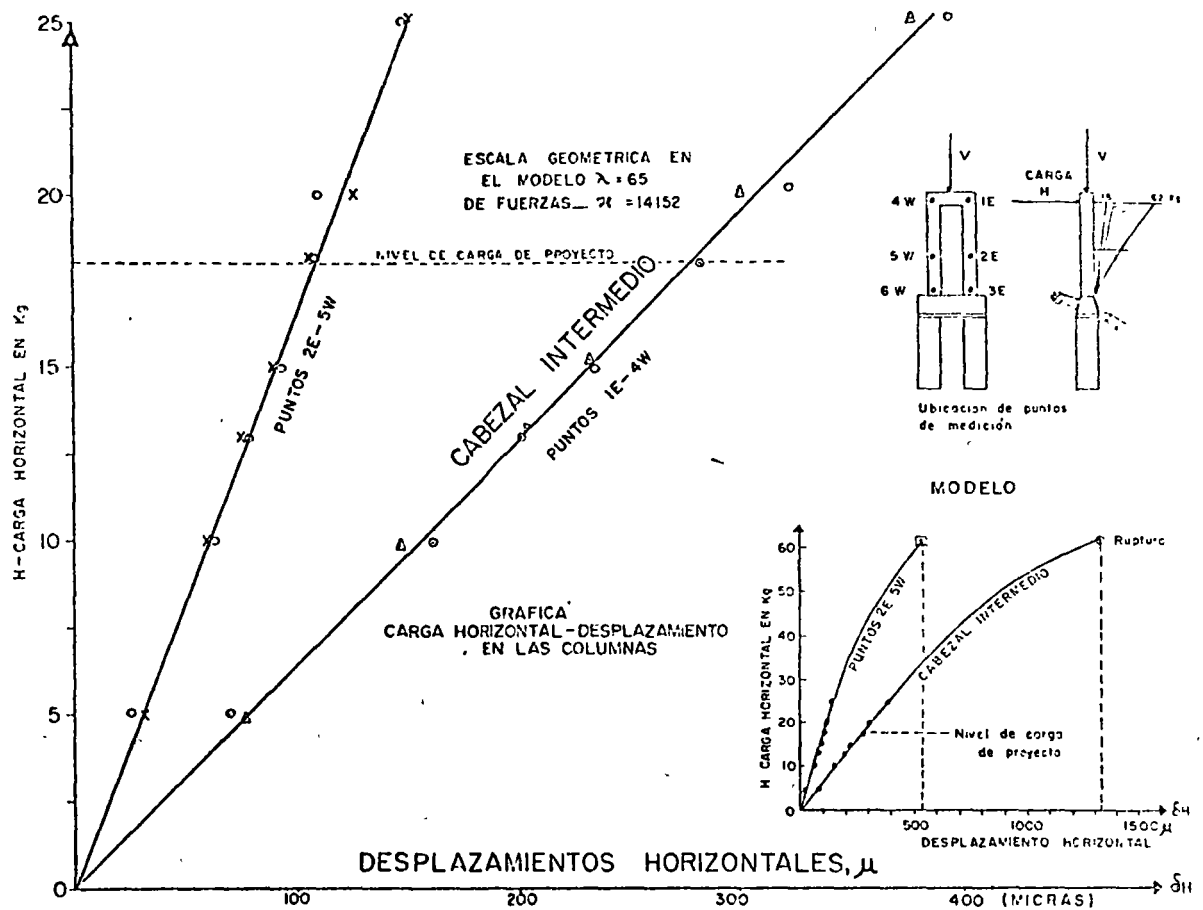


Fig 16

se sometió el modelo a una nueva carga horizontal de 25 kg, con una carga vertical igual a la de proyecto, registrando las lecturas de todos los extensómetros. En esta forma quedaron concluidos los dos ciclos de carga y descarga realizados en esta fase.

b) En la segunda fase la operación consistió en mantener constante la carga vertical de proyecto (285.6 kg), mientras que la horizontal se fue aumentando lentamente a partir de los 25 kg, imprimiéndole una velocidad de carga apropiada, hasta alcanzar la ruptura del modelo, la cual quedó definida en el momento en que las agujas indicadoras de los aparatos de medición dejaron de funcionar. Esto aconteció cuando la carga horizontal llegó al valor máximo de 62 kg.

El control de la carga horizontal aplicada al modelo, en esta segunda fase, se pudo realizar mediante el empleo de un puente eléctrico Kyowa de indicador automático y el de la carga vertical mediante un puente Baldwin de operación manual.

### 7.1 Esfuerzos en el prototipo

En la fig 18 se puede ver la distribución de los esfuerzos verticales  $\sigma_v$  en la estructura de la pila al ser aplicada la carga de proyecto, en sus componentes horizontal y vertical (línea de círculos). Los esfuerzos se calcularon con las deformaciones unitarias medidas en el modelo a través de los extensómetros

eléctricos (*strain gages*), los cuales fueron colocados sobre la superficie de los cilindros, dispuestos en cinco elevaciones diferentes, correspondiendo diez puntos de medición al lado sur y diez al norte (figs 14 y 15).

Los esfuerzos cuya ubicación corresponde al lado sur de los cilindros son de compresión y alcanzan un valor máximo de 42 kg/cm<sup>2</sup> aproximadamente, para la carga de proyecto.

En el lado norte de la pila, los esfuerzos verticales  $\sigma_v$  son tensiones en la parte superior de la trabe de liga, con un valor máximo de 4 kg/cm<sup>2</sup> y compresiones en los niveles inferiores, con valor máximo de 2.5 kg/cm<sup>2</sup>, aproximadamente.

En la fig 19 se presenta la distribución de los esfuerzos horizontales  $\sigma_x$  inducidos en el suelo de cimentación del prototipo, calculados con las mediciones hechas en el modelo para la condición de carga de proyecto

El esfuerzo máximo de compresión se presenta en el punto D, situado a 2 m de la pila y a una profundidad en el terreno de 2.5 m (dimensiones del prototipo), con magnitud de 17 kg/cm<sup>2</sup>.

### 7.2 Desplazamientos en el prototipo

Se midieron los desplazamientos horizontales de las columnas

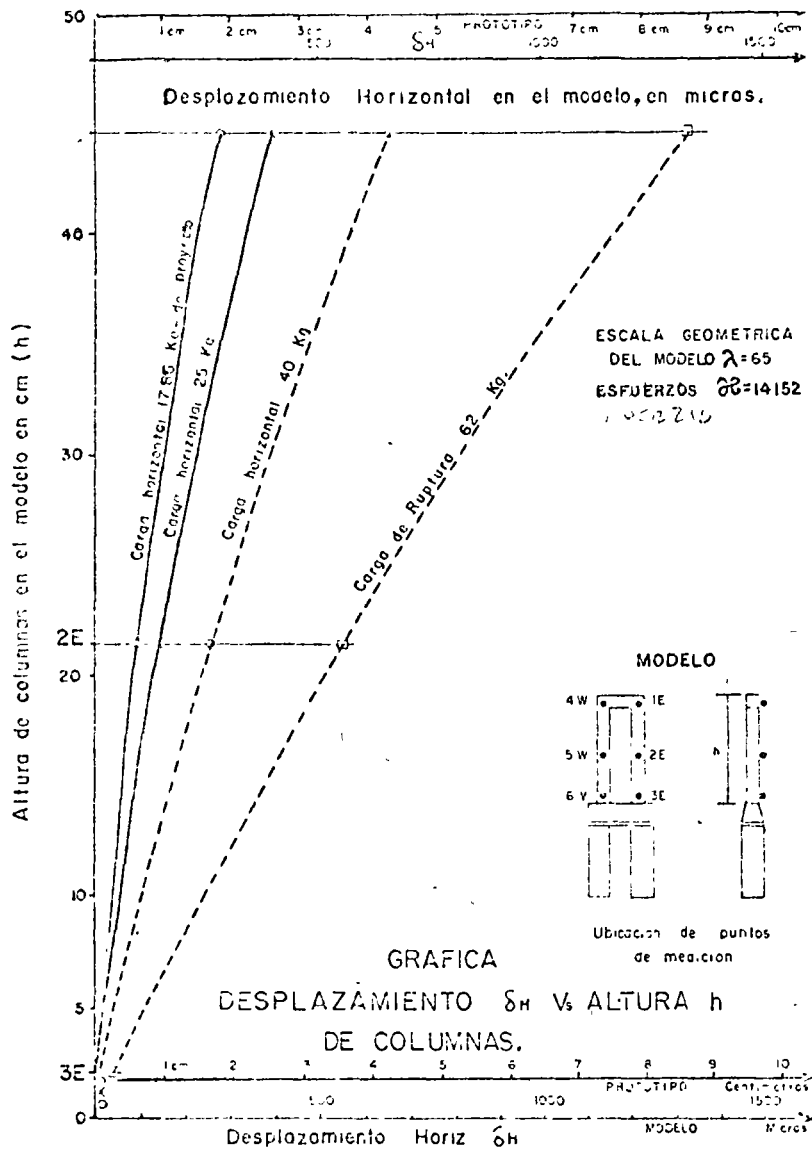


Fig 17.

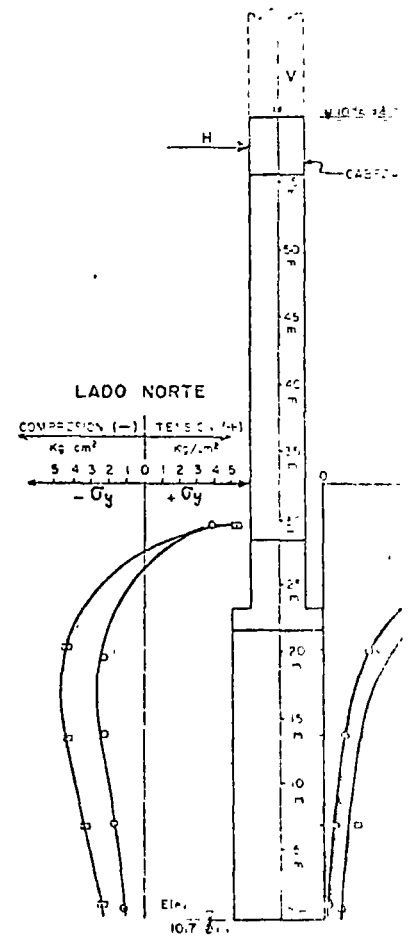


Fig 18 Distribucion de esfuerzos

de la pila utilizando micrometros que se colocaron en seis puntos localizados en la carga sur del modelo

En la fig 16 se pueden observar dos curvas que relacionan la carga horizontal y sus correspondientes desplazamientos. En el angulo superior izquierdo de la figura el diagrama exhibe la proporcionalidad existente hasta el nivel de carga horizontal de proyecto. En el angulo inferior derecho se presentan las curvas completas, hasta llegar a los puntos correspondientes al estado de ruptura.

En la fig 17 se presentan los desplazamientos ocurridos a diferentes alturas en las columnas, referidos tanto al modelo como al prototipo

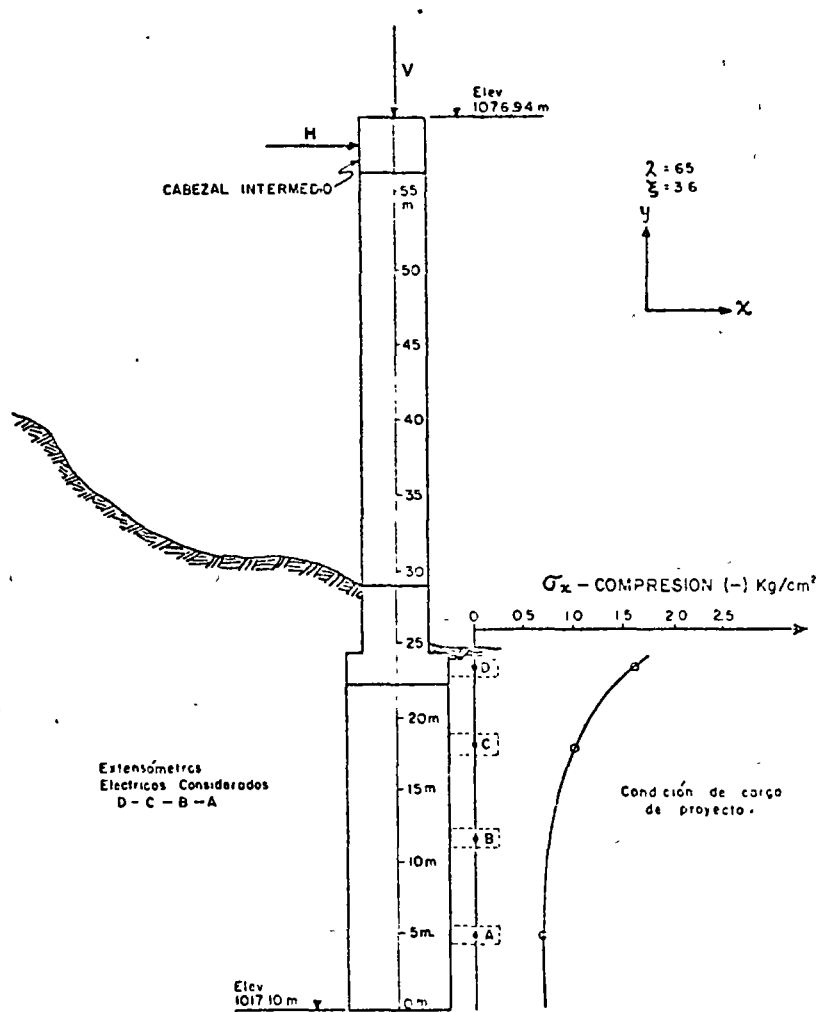
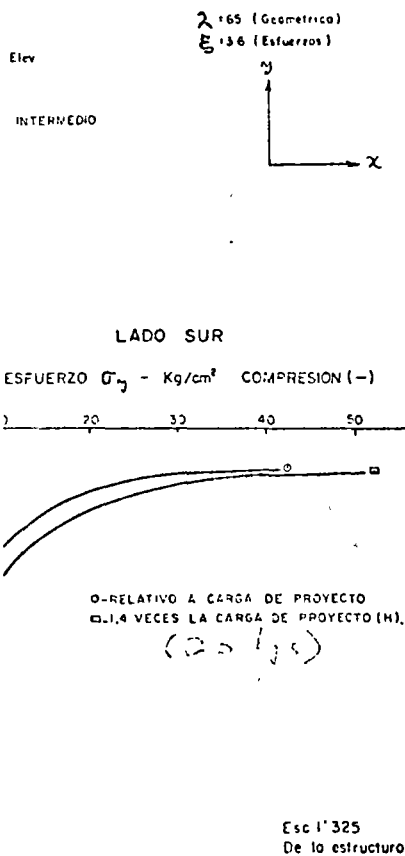
Considerando las cargas de proyecto, el desplazamiento sufrido en el nivel correspondiente al cabezal intermedio tiene un orden de magnitud de 2 cm y, para la carga de ruptura, el

desplazamiento alcanza los 9 cm. Al extrapolar estos valores hasta el cabezal superior de la pila, se obtiene un desplazamiento aproximado de 7 cm, considerando aplicada la carga de proyecto.

En relación con estos desplazamientos, se debe hacer notar que el extremo superior de la pila en el modelo no está en una situación real respecto al prototipo, por las restricciones de movimiento que le impone a este la superestructura.

## 8. CONCLUSIONES

1. El esfuerzo máximo de compresion es de 42 kg/cm<sup>2</sup> en la estructura de la pila del prototipo, localizado en el pie de las columnas y referido a las condiciones de carga de operacion
2. El esfuerzo máximo de tensión es de 4 kg/cm<sup>2</sup>, localizado al



ZOS CORRESPONDIENTES  
IA PROTOTIPO  
correspondientes en la estructura prototipo

Fig 19. Distribución de esfuerzos correspondientes en el suelo de cimentación del prototipo.

pie de las columnas en el prototipo, para las condiciones de carga de operación

Los esfuerzos de compresión y tensión señalados se ubican en las caras opuestas de las columnas

3. Por lo que respecta al suelo de cimentación del prototipo, el esfuerzo máximo de compresión desarrollado es del orden de magnitud de 2 kg/cm<sup>2</sup>. Es probable que se hayan producido esfuerzos mayores en puntos más cercanos a la superficie de contacto entre el suelo y la estructura de la pila.

4. Todos los esfuerzos medidos en el modelo son menores que los límites de resistencia de los materiales en que actuaron, al ser aplicada la carga de operación

5. Los esfuerzos inducidos en el modelo, al ser aplicada la

carga de operación, son menores que los correspondientes a los límites de elasticidad de los materiales en los cuales actuaron. Se hace notar que, en el caso de la estructura, casi se alcanzan dichos límites.

6. La carga máxima aplicada al modelo en los límites de la microfisuración fue de 62 kg y con ella sobrevino la ruptura. Considerando la escala de fuerzas, bajo estas condiciones límites la carga de ruptura representa un factor de seguridad de 1.98, el cual es válido exclusivamente para el sistema de cargas aplicado.

7. El estudio de la evolución de los esfuerzos desarrollados en el modelo, en relación con las diversas cargas horizontales aplicadas, revela que el estado de ruptura producido por la carga de 62 kg tuvo lugar en el material que constituye la estructura de la pila.

## 9. REFERENCIAS

1. Gaziev, E.G y Heredia L.C, "Presa Internacional La Amistad" Informe del Monolito No. 31 Secretaría de Recursos Hidráulicos, México, D. F. (ene 1967)
2. Gaziev, E.G, "Aspectos generales de la mecánica de rocas" Informe D 11, *Instituto de Ingeniería*, UNAM, México, D. F. (jun 1970)
3. "Investigaciones de materiales para la construcción de modelos de estructuras y de mecánica de rocas" Oficina de Modelos Físicos Depto. de Puentes, SOP, Mexico, D. F. (1968)
4. "Auscultación microsísmica para el apoyo No. 2 del Puente Metlac, Veracruz (Mariano García Sela)". Informe No. 1624 presentado a la Secretaría de Obras Públicas por la Compañía GEOFIMEX, S. A., 18 de septiembre de 1968
5. "Auscultación microsísmica para el apoyo No. 2 del Puente Metlac (Mariano García Sela), después del tratamiento del suelo". Informe No. 1667 presentado a la Secretaría de Obras Públicas por la Compañía GEOFIMEX, S. A., en enero de 1969
6. "Efectos de la inyección de cemento-puzolana en la estabilidad del puente Metlac (Mariano García Sela). Informe del Departamento de Geotecnia remitido con oficio No. 214-IV 177 al Director General de Proyectos de Vías Terrestres el 14 de mayo de 1969
7. Obert, L. y Duvall, W.I., "Rock Mechanics and the Design of Structures in Rock, *John Wiley & Sons, Inc.* (1967)
8. Raphael, J.M., "Properties of plaster-celite mixtures for models" Symposium on Concrete Dams Models, Laboratorio Nac. de Engenharia Civil, Lisboa (oct 1963)
9. Serafim, J.L. y da Costa, J.P., "Methods and Materials for the study of the weight stresses in dams by means of models", *RILEM*, Boletim No. 10 (1961)

aluminio (\*) es hasta ahora el metal que más se ha usado en este tipo de reacciones, con excelentes resultados y se aplica introduciendo en el terreno barras que se hacen funcionar como ánodos, utilizando como cátodos barras o tubos de cualquier otro metal (hierro o cobre generalmente); los cátodos no sufren corrosión importante y son recuperables. En México se está estudiando en la actualidad los efectos del tratamiento eléctrico sobre pilotes de hierro tubular y estructural. Las observaciones realizadas hasta ahora en pruebas de extracción de electrodos positivos permiten asegurar importantes incrementos de la adherencia, tanto por el efecto de los iones de fierro sobre las propiedades de la arcilla, como por la desecación de ésta alrededor del pilote.

#### C) HINCADO DE CILINDROS DE PARED DELGADA

En un estudio realizado recientemente sobre los problemas a que dará lugar la construcción de un túnel de 3.5 m de diámetro interior, a profundidades de 15 a 20 m, a través de los depósitos lacustres de arcilla blanda de la Ciudad de México, apareció el problema de la construcción de lumbreras de acceso cuyo diámetro interior se proyecta del orden de 8 m. Dadas las características de baja resistencia al corte y de expansividad de las arcillas del Valle, se llegó a la conclusión de que la solución más adecuada sería la de hincar un cilindro de concreto, haciéndolo bajar por su propio peso y excavando en el fondo, sin abatir el nivel del agua dentro del cilindro, con objeto de contrarrestar la falla por el fondo. De acuerdo con los estudios realizados se previó que la adherencia entre concreto y suelo será, por lo menos, de 3 ton/m<sup>2</sup> de área perimetral del cilindro; esto implica que la pared del cilindro debería tener un espesor no menor de 1.25 m, si se deseaba garantizar el peso suficiente para vencer la adherencia. Se pensó

entonces en la forma de disminuir la adherencia, recurriendo a la "electrósmosis", con el fin de reducir el espesor de la pared, ya que, por razones estructurales no se requieren más de 25 cm, para soportar las presiones laterales hasta una profundidad de 20 m. Se realizaron entonces pruebas de extracción de un tubo de hierro de 13 m de longitud y 8.9 cm de diámetro exterior, que se había hincado previamente y dejado reposar por un lapso de 15 días. Se ejecutaron varias pruebas a diferentes intervalos de tiempo, sin tratamiento alguno. Enseguida se aplicó una corriente eléctrica, haciendo funcionar al tubo como cátodo y empleando como ánodos dos varillas de acero con la misma longitud que el tubo, hincadas a 2 m de distancia a ambos lados de éste. Bajo un potencial de 40 volts, la corriente se aplicó durante períodos sucesivos de 5, 10 y 15 minutos, suspendiendo en cada uno de ellos la corriente inmediatamente antes de realizar la prueba de extracción. Finalmente, se llevó a cabo una última prueba extrayendo el tubo mientras la corriente estaba actuando, después de 5 minutos. La Figura 9 ilustra las variaciones de la adherencia a través del tiempo y en ella puede observarse que ésta disminuye notablemente con la corriente eléctrica, pasando de valores máximos de 3 tons/m<sup>2</sup>, sin tratamiento, a 0.1 ton/m<sup>2</sup>, después de 5 minutos de tratamiento. Este fenómeno es una consecuencia de la acumulación de agua alrededor del cátodo. De tales resultados experimentales se concluyó que la pared del cilindro tendrá un espesor de 25 cm y estará provista de una camisa exterior de lámina de hierro, Núm. 14 ó 16, que servirá simultáneamente de cubra y cátodo. En su etapa final el cilindro tendrá, en su extremo inferior, una tapa de concreto colada bajo el agua. Pero, al retirar el agua del interior para iniciar los trabajos dentro de la lumbrera, se presentará el problema de la tendencia del cilindro a subir a consecuencia del efecto de flotación. Tal tendencia deberá ser resistida por la adherencia entre lámina y suelo. Nuevamente entrará en acción la corriente eléctrica, pero ahora cambiando la polaridad, es decir, haciendo funcionar a la camisa exterior de lámina como ánodo, con lo cual se conseguirá aumentar la adherencia.

(\*) Leo Casagrande.- *Electroosmotic Stabilization of Soils*; citada en la página 4.



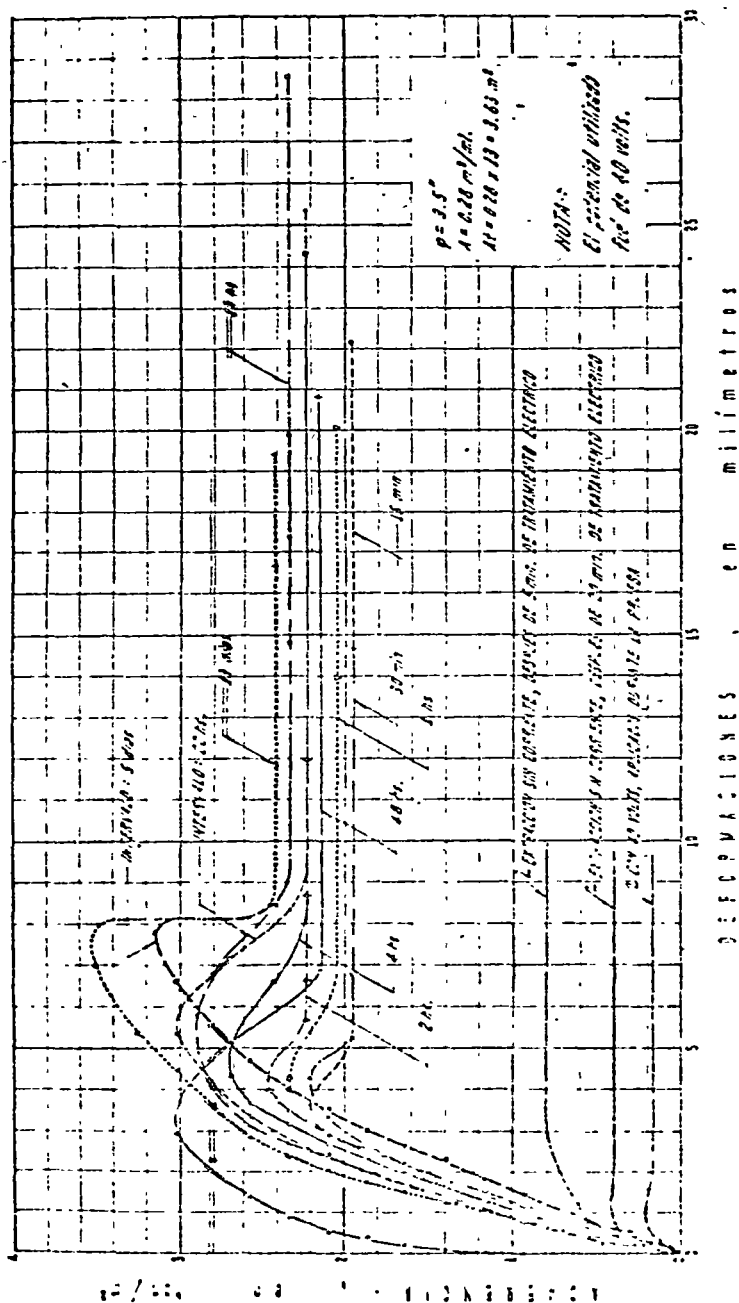


FIG. 9.- Prueba de extracción. Túneles La Raza

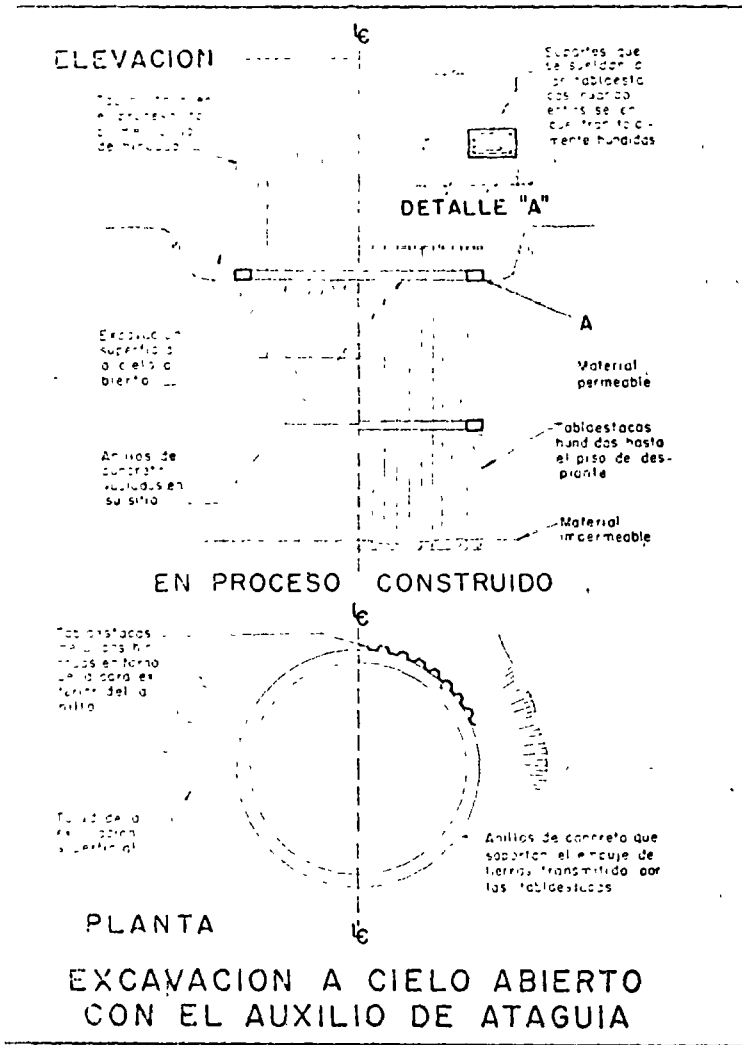
Esta misma idea se podrá extender a la construcción de pilas de cimentación de gran diámetro, en las que el hincado, ya sea a presión o por su propio peso, dependiendo del diámetro, se facilite haciendo disminuir la adherencia con corriente eléctrica; invirtiendo la polaridad, después de instalaa la pila, ocurre el fenómeno contrario.

### CONCLUSION

La energía eléctrica aplicada a los suelos finos, blandos y saturados facilita la ejecución de excavaciones profundas abatiendo con rapidez el nivel freático, eliminando la fuerzas de filtración que son desfavorables para la estabilidad y creando en la zona afectada por el fenómeno electrosmético un estado de tensiones en el agua del suelo. Estos tres factores favorecen la estabilidad de los taludes de las excavaciones y permiten ejercer un control sobre la magnitud de las expansiones del fondo.

Los fenómenos electro-químicos y la desecación que ocurren alrededor de los ánodos tienen aplicación en el endurecimiento químico de los suelos blandos y en el mejoramiento de la capacidad de carga de pilotes de fricción.

La acumulación de agua que resulta alrededor del cátodo produce una considerable disminución de la adherencia, lo cual facilita el hincado de cilindros o pilas bajo su propio peso y permite emplear espesores de la pared del cilindro relativamente delgados.



32A-20



32B-20

Una variante de las excavaciones a cielo abierto, que se muestra en los grabados de esta página, se presenta con el empleo de tablaestacas metálicas. Estas tablaestacas, una vez hundidas en el terreno, que necesariamente tiene que ser blando, deben llegar a un manto impermeable, que normalmente es el propio suelo de desplante. De lo contrario, toda el agua del subsuelo entraría por la parte inferior de la ataguía, cuyas reducidas dimensiones no permiten alojar un considerable número de bombas, y menos aún si éstas son de gran diámetro.

Por otra parte, debe contarse con un contraventeo interior, para que el empuje de tierras no doble las tablaestacas hacia el interior de la excavación, al ir efectuándola.

En casos como el que se describe, se ha dispuesto este procedimiento en la siguiente forma:

Sobre el terreno natural convenientemente nivelado, se construye un anillo de concreto reforzado de sección rectangular y de  $\approx 10$  m de diámetro, dotado de soportes de varilla o solera en su cara superior, cuyo objeto se indicará más adelante.

Las tablaestacas se hincan en varios ciclos en torno del anillo de concreto, mediante una grúa dotada de guías y martillo de gravedad o de vapor; o bien con una piloteadora de madera construida en el lugar.

Se hincan sucesivamente unos dos metros, procurando que las primeras tablaestacas conserven la verticalidad, tal como unas engargolan con otras.

Una vez logrado el cierre del primer ciclo de hincado se continúa con los siguientes, hasta agotar la longitud de las tablaestacas.

Estas deben contar con un largo tal, que libre el espesor de la excavación. En su defecto, puede combinarse una excavación inicial a cielo abierto con este procedimiento.

Terminado el hincado del tablaestacado, el anillo de concreto primeramente construido se suelda a las tablaestacas, mediante los soportes metálicos de los anillos a que se aludió anteriormente.

Se procede a continuación a extraer material dentro del área del tablaestacado, hasta una profundidad que está en función del momento resistente de las tablaestacas y del empuje de tierras. En ese nivel se suelda un segundo anillo de concreto reforzado, que se suspende de las tablaestacas de la manera antes descrita; prosiguiendo con igual sistema hasta llegar al piso de desplante.

Las filtraciones dentro de la ataguía son mínimas si el hincado de las tablaestacas es correcto, y las fallas aisladas se enmiendan calafateando las aberturas.

Una vez desplantado y construido el apoyo en el interior de la ataguía, sin obstáculos de contraventeo dado que los anillos de concreto dejan totalmente libre el área de la excavación, se procede a rellenarla.

Al llegar con el relleno al nivel del primer anillo de concreto (contando de abajo-arriba), se cortan las barras de suspensión, y se fractura el concreto a fin de que el anillo deje de aprisionar a las tablaestacas con el terreno; con lo cual es factible extraerlas.

Se repite el mismo procedimiento en los demás anillos, hasta llegar a la parte superior del tablaestacado, y mediante un extractor neumático (martillo de hincado de acción invertida), suspendido de una grúa, se procede al rescate de las tablaestacas. Estas pueden salir de 30 a 40 por día, o simplemente de 3 a 4; por lo que debe hacerse un estudio económico durante esta operación de rescate, a fin de determinar la conveniencia de perder tal o cual número de las mismas.

Por lo descrito, se infiere que este procedimiento es, en sí, también costoso, por lo que su empleo está condicionado, como el anterior, a casos particulares.

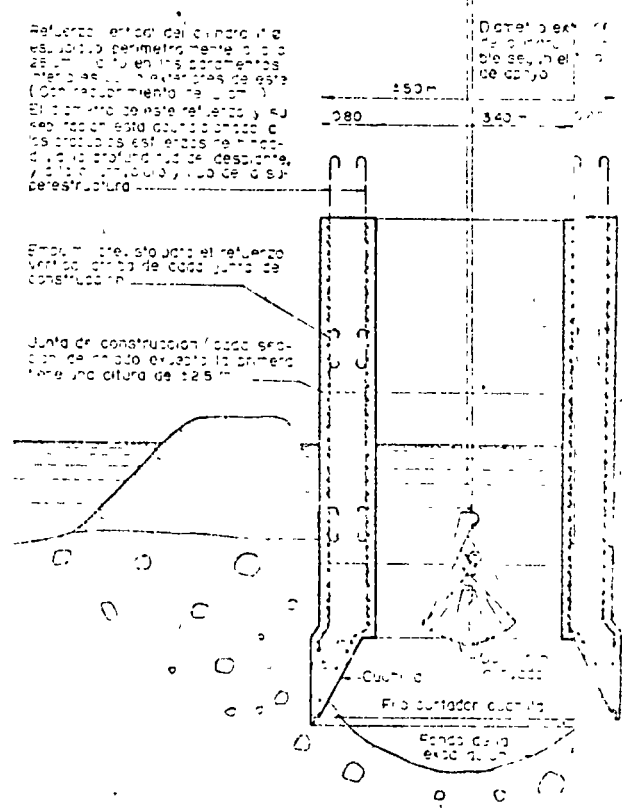
El haber empleado este procedimiento en el caso a que se refieren estas notas, obedeció a la proximidad de un puente provisional que debía conservarse en servicio, por lo que los taludes de una excavación a cielo abierto hubieran provocado desperfectos de consideración en dicho puente.

# PROCEDIMIENTO DE CIMENTACION CON DE CONCRETO

33-21

34-21

35-21



Reforzo vertical del cilindro que es igual al perimetro menos el espesor de la pared en las caras internas y externas de las juntas de construcción de esta (Construcción de 150").

El refuerzo de este refuerzo y su colocación esta dada en los planos de los detalles de los procesos de este refuerzo, y la profundidad de despiece, y la longitud de los cables de su preestructura.

Detalle de la base de la estructura de concreto.

El refuerzo de este refuerzo y su colocación esta dada en los planos de los detalles de los procesos de este refuerzo, y la profundidad de despiece, y la longitud de los cables de su preestructura.

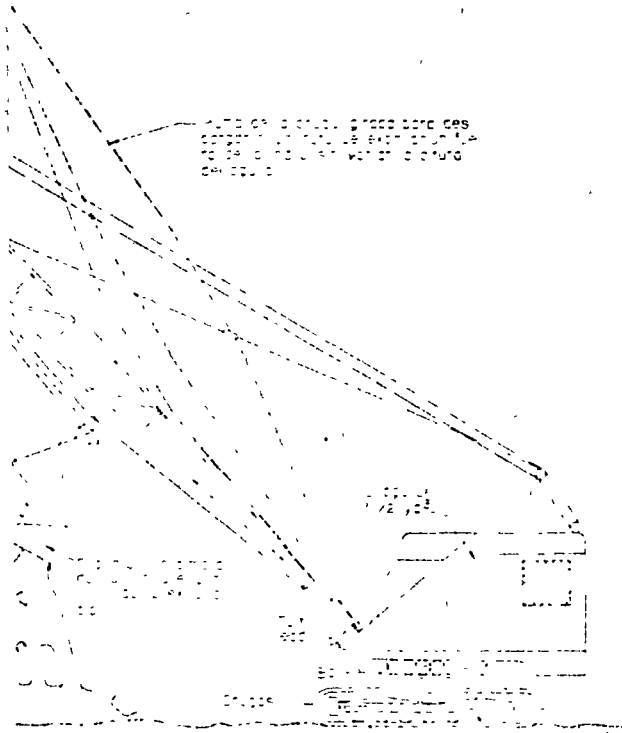
Junta de construcción (cada sección de trabajo en esta primera tiene una altura de 2.5 m).

150  
280  
340

Cuchillo  
Filo cortador cuchillo  
Concha de la base

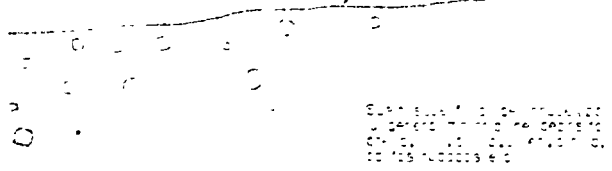
TER

EL EMPLEO DE CILINDROS ABIERTOS REFORZADO



PLANTA DE CILINDRO REFORZADO CON  
 CILINDROS ABIERTOS REFORZADOS  
 EN LA PARTE INTERNA DEL CILINDRO  
 DE CEMENTO

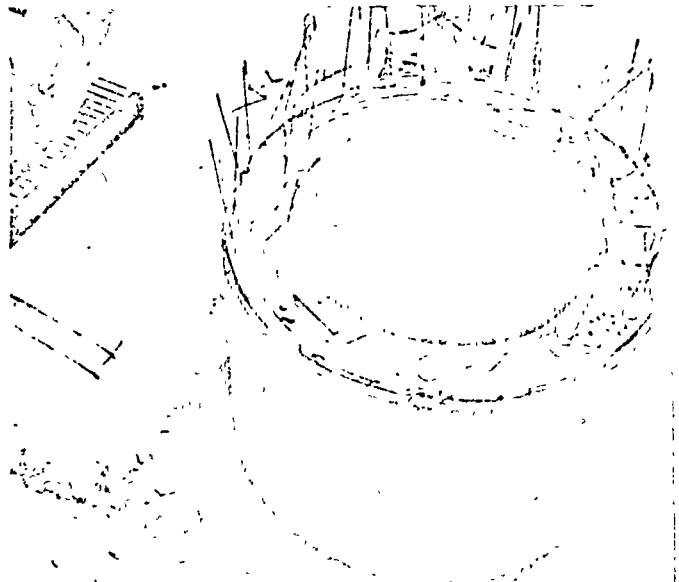
PARTE DE ASESOR



SECCION DE CILINDRO REFORZADO  
 CON CILINDROS ABIERTOS REFORZADOS  
 EN LA PARTE INTERNA DEL CILINDRO  
 DE CEMENTO

SECCION DE CILINDRO REFORZADO  
 CON CILINDROS ABIERTOS REFORZADOS  
 EN LA PARTE INTERNA DEL CILINDRO  
 DE CEMENTO

36-21



37-21



38-21



39-21

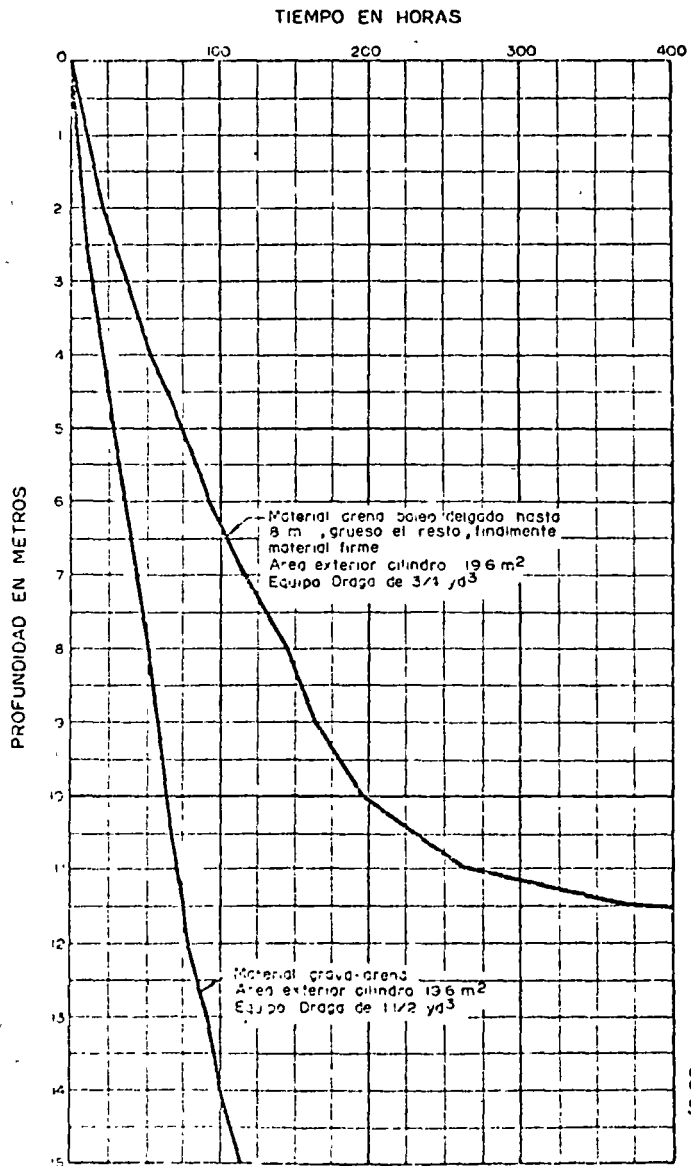
## CIMENTACION CON CILINDROS ABIERTOS

Este sistema de cimentación, en el que se emplean cilindros abiertos de concreto reforzado de pared gruesa, está basado en los llamados pozos indios, procedimiento muy antiguo, ideado para la construcción de pozos de agua, y que aún se emplea en la actualidad.

Los grabados de la página anterior ilustran el caso más simple, cuando la draga puede transitar dentro del cauce, por estar el mismo sin agua debido al estiaje. El procedimiento es el siguiente:

Sobre la superficie donde se va a cimentar el apoyo se nivela una plataforma de trabajo, y en ella se instala una cuchilla cortadora de acero estructural, la cual constituye el borde de ataque. (Véanse los grabados 33-21 y 34-21). Dentro de la cuchilla se arma el fierro de refuerzo del cilindro, continuando el armado según

### GRAFICA DE HUNDIMIENTOS-TIEMPO



progresar la construcción del cilindro; y una vez colocados los forros de madera o acero que moldean las superficies interior y exterior del cilindro, se procede a su colado.

Ya endurecido el concreto, el cucharón de almeja de la draga excava en el interior del cilindro, que se hunde por su peso y la falta de apoyo, (véanse los grabados 37-21, 38-21 y 39-21); cuando el borde superior de la sección colada se encuentra prácticamente al nivel del terreno, se construye un nuevo tramo, y se continúa con tal proceso hasta que dicho cilindro llegue a la profundidad prevista para su cimentación, de acuerdo con las consideraciones técnicas al respecto.

El primer tramo del cilindro presenta una sección tronco-cónica en su interior para alojar una losa, denominada tapón inferior, y que no requiere refuerzo debido a su gran peralte y poco claro.

Como regularmente hay agua en el interior de los cilindros aun en cauces aparentemente secos, por la presencia de corriente subterráneas, se precisa colar dicha losa bajo agua.

Generalmente, como se ilustra en el grabado N° 43-23, se emplea para ello un bote de fondo móvil cuya tapa inferior, cuando está cargado de concreto, va sujeta por uno de los cables de la draga, y así el concreto, al llegar a su sitio de vaciado, escurre por gravedad al soltar este cable y operar el segundo de los cables de la draga, conectado a la parte superior del bote. El revenimiento especificado para estos concretos es del orden de los 15 cm.

Cuando por sondeos y control de revoluciones, se deduce que el nivel del concreto ha llegado al borde superior del tapón, se suspende el colado, excepto cuando, por indicaciones de proyecto o por desperfectos que haya sufrido el cilindro durante su hincado, se haga necesario continuar con el colado hasta el nivel del tapón superior. En estos casos, y siempre que sea posible, es conveniente (puede haber filtraciones frías de agua en las paredes agrietadas) vaciar el agua del interior del cilindro después de colado el tapón inferior, y rellenar trabajando en seco.

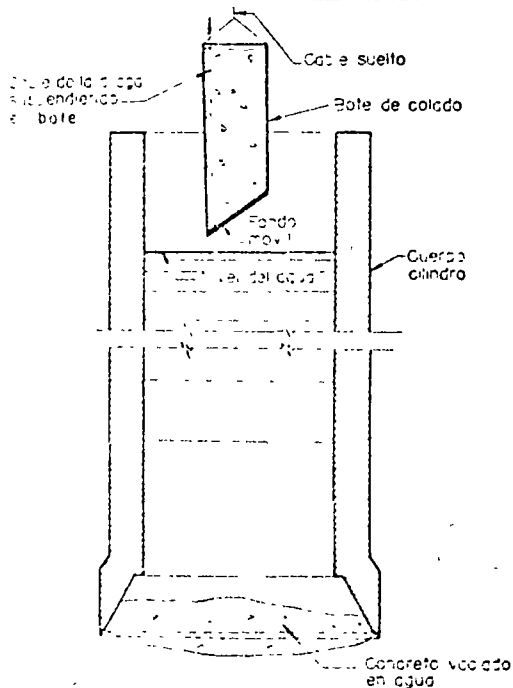
Las fracturas en los cilindros pueden ser ocasionadas por el empleo de explosivos, en el fondo de la excavación, ya que el efecto de éstos desaloja el agua hacia arriba, y al recuperar su nivel se produce un efecto de golpe de ariete.

Otro procedimiento para colar bajo agua es el que se describe en la página N° 35, y puede calificarse como el más adecuado debido a que el concreto vaciado, salvo el inyectado inicialmente, no tiene contacto con el agua.

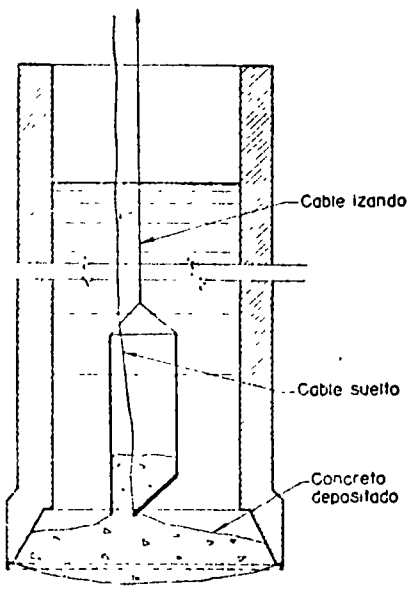
Después de colado el tapón inferior y si se considera procedente, una vez que el concreto ha adquirido suficiente resistencia, se efectúa su inspección *in situ*, para lo cual se extrae el agua del interior del cilindro con una bomba de pozo profundo o un bote de colado dotado de una válvula para admisión y expulsión del agua, y para esta última operación se hace necesario izar la válvula tal como se ilustra en una de las figuras del grabado N° 43-23.



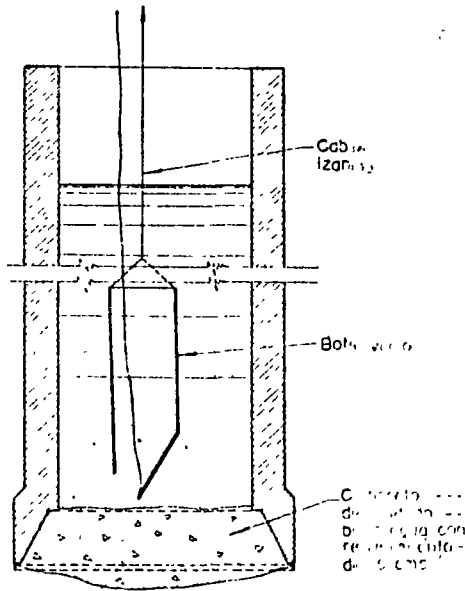
44-23



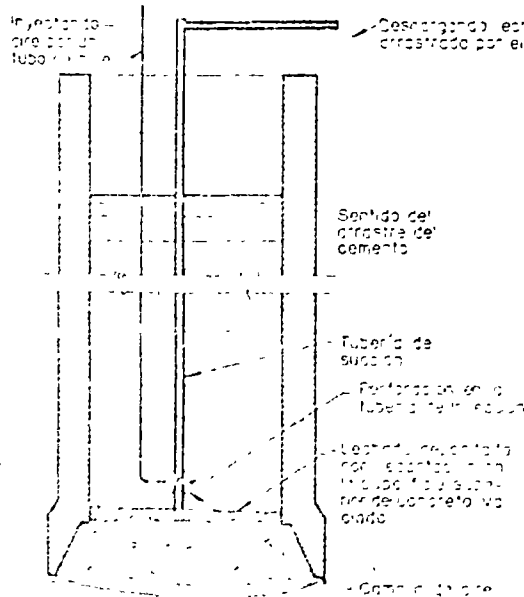
INTRODUCIENDO BOTE DE COLADO



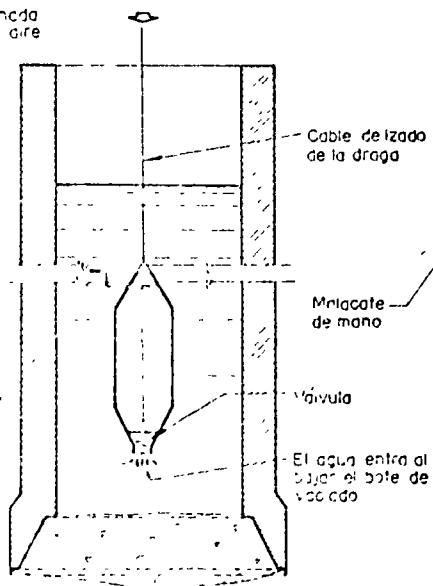
VAGIANDO MEZCLA EN EL TAPON INFERIOR



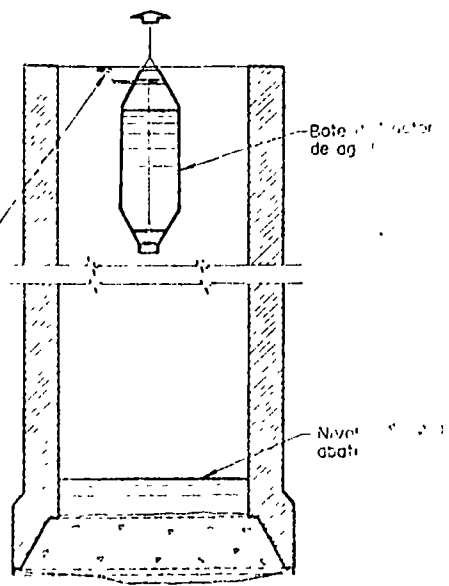
TAPON INFERIOR CONSTRUIDO



LIMPIANDO LA LECHADA DEPOSITADA



EXTRAYENDO EL AGUA DEL INTERIOR DEL CILINDRO



TAPON POR INSPECCIONAR

PROCEDIMIENTO DE COLADO BAJO AGUA CON BOTE DE FONDO MOVIL



Como durante el colado se lava parcialmente el concreto, el agua se enturbia y, al decantarse, el cemento se precipita formando una gruesa capa sobre el concreto vaciado, la cual es preciso retirar para fines de inspección; si se cuenta con una compresora tal operación se simplifica, empleando —horas después del colado— el dispositivo que se ilustra en el grabado a que se hizo mención en el párrafo anterior.

Finalmente, sobre el borde superior del cuerpo del cilindro se cuela y apoya una losa superior circular de concreto reforzado, en la cual se desplantará el apoyo por construir. Si la infraestructura del apoyo la integran dos cilindros, el tapón superior conectará a ambos.

Como este tapón se cuela generalmente abajo del nivel de aguas mínimas, por razones de estética el cuerpo del cilindro se prolonga en una longitud igual al peralte del tapón superior, con un espesor de 20 cm a manera de ademe, como se ve en la fotografía de esta página.

Para evitar el empleo de una obra falsa suspendida no recuperable, en la construcción del tapón superior, es usual rellenar el interior del cilindro con arena u otro material, mediante una draga.

Las gráficas que aparecen en el grabado N° 40-22, dan idea del rendimiento de hincado logrado en distintos suelos y en condiciones normales. Cuando existen obstáculos en la trayectoria de hincado, en el empotramiento del cilindro en un manto duro o por la presencia de aguas superficiales permanentes, no se pueden predecir ni generalizar los rendimientos, siendo éstos del orden promedio de 3 meses por cilindro, llegando en ocasiones a 1.5 años.

A continuación se expone una serie de casos especiales que se han resuelto en el hincado de cilindros en diferentes puentes, siendo de considerarse como representativos.

#### HINCADO DE CILINDRO SOBRE TERRAPLENES DENTRO DEL AGUA

En el grabado N° 41-22, se puede observar un terraplén construido dentro de un cauce de 3 m de tirante, y de aguas tranquilas en época de estiaje, lo que permitió considerar económica y viable esta solución. El terraplén fue ampliado en su extremo a fin de alojar dos cilindros y sus elementos de trabajo; fue construido con material arcilloso y protegido con un tablaestacado de madera rolliza en las partes expuestas a la erosión producida por la corriente, que aumentó al reducirse la sección hidráulica del cauce.

Este procedimiento resultó ser sumamente económico y eficaz al trabajar con moldes recuperables, por lo que los trabajos de estructuración se limitaron únicamente a la fabricación de las cuchillas.

En algunos casos el sistema de construcción seguido en el hincado de cilindros, dentro de un cauce de aguas permanentes, ha sido el siguiente (véase grabado de esta página):

7.1

Un chalán de 21.5 m x 5.7 m x 1.2 m se acondiciona con dos salientes de 2.5 m x 0.5 m, en cuyos extremos se instalan dos columnas tubulares de 8"  $\varnothing$ , y 5 m de altura, y en la parte superior de éstas una vigueta I de 15", de sección pesada, de la cual se agarra un diferencial (1), para botar y suspender la sección inferior, o cuchilla del cilindro (2) (3).

El resto de la superficie del chalán, una vez botada dicha sección, se aprovecha para estibar los forros metálicos (4) e instalar soldadoras y demás equipo, para luego continuar con la estructuración de las partes faltantes del propio cilindro.

De sus forros interiores se sujeta el cilindro al diferencial (1), a fin de continuar armando tanto éstos como el fierro de refuerzo y los forros exteriores.

Cuando el cilindro alcanza una altura de 4.0 m se procede a lastrarlo con concreto, en una altura aproximada de 80 cm, para hacerlo estable, y con objeto de que el borde libre de contacto —para conectar mediante soldadura una nueva sección—, quede al nivel del chalán, y así poder efectuar más fácilmente este trabajo y proseguir con el hundimiento del cilindro.

Se continúa después el lastrado progresivo con concreto, prolongando los forros para que su interior permanezca estanco. Con el cilindro en la posición (6), y después de excavar con la draga el fondo del cauce en el área interior delimitada por el cilindro, se logra un empotramiento de 4 m, dentro del lecho del cauce. El concreto alcanza a sobresalir hasta 2 m, contados del lecho, quedando el resto de las paredes del cilindro completamente vacías.

En esta forma el cilindro, que es considerablemente menos estable que los cajones como el descrito en la página N<sup>o</sup> 26, queda en condiciones aceptables de seguridad contra el volteamiento.

Si el cilindro se llegase a colar en su totalidad, hasta la superficie del agua, la posición de su centro de gravedad subiría, y con ello también su tendencia a voltearse. Se ha tenido noticia de varios fracasos debidos a esta causa.

Terminada la etapa de construcción antes descrita, el cilindro inmediato, (en caso de que sean dos los que integren la infraestructura del apoyo), se construye en forma idéntica, hasta hundirse 2 m abajo del borde inferior del primer cilindro, por lo que cuenta con una mayor altura de colado, ya que los asentamientos son, en parte, resultado directo del peso de los cilindros.

A continuación se reanuda el hincado del primer cilindro, a la vez que se prolongan los forros metálicos, el fierro de refuerzo, y la altura de colado, hasta que este cilindro baja otros 4 m, quedando en consecuencia 2 m abajo del segundo cilindro.

El proceso subsecuente es el de continuar, sucesivamente con el procedimiento descrito, hasta que ambos cilindros logren un empotramiento tal, que permita hincar indistintamente, uno u otro cilindro; con esto se hace posible colar sus paredes hasta el nivel del agua, para de ahí continuar colándolas con moldes recuperables.

Puede también construirse un solo cilindro en su totalidad, y a continuación el simétrico.

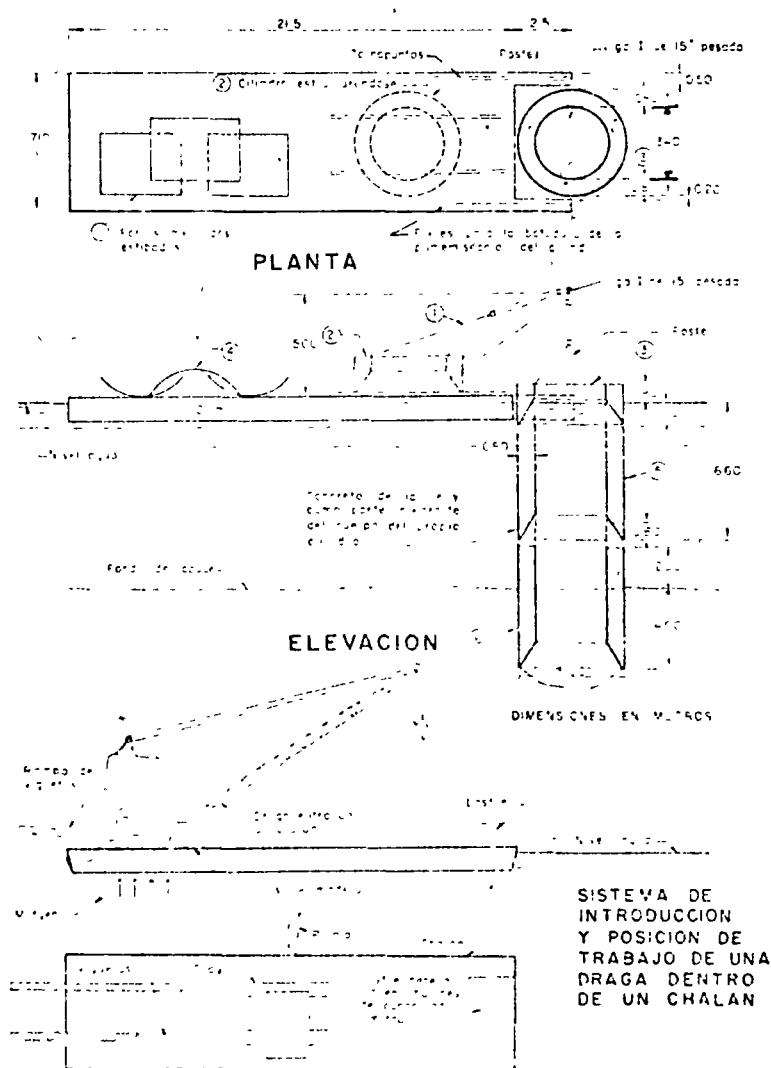
En ocasiones, por razones económicas, es usual proyectar los forros de los cilindros en forma tal, que puedan ser empataados con tornillos, a fin de recuperarlos mediante buzos, una vez que el concreto vertido en los mismos haya obtenido la resistencia requerida para tal objeto. Esta práctica se ha desechado, tanto por

el tiempo perdido en dichas operaciones, como por el hecho de ser preciso colar las paredes de los cilindros en agua, a causa de que las juntas de los forros no llegan a ser herméticas.

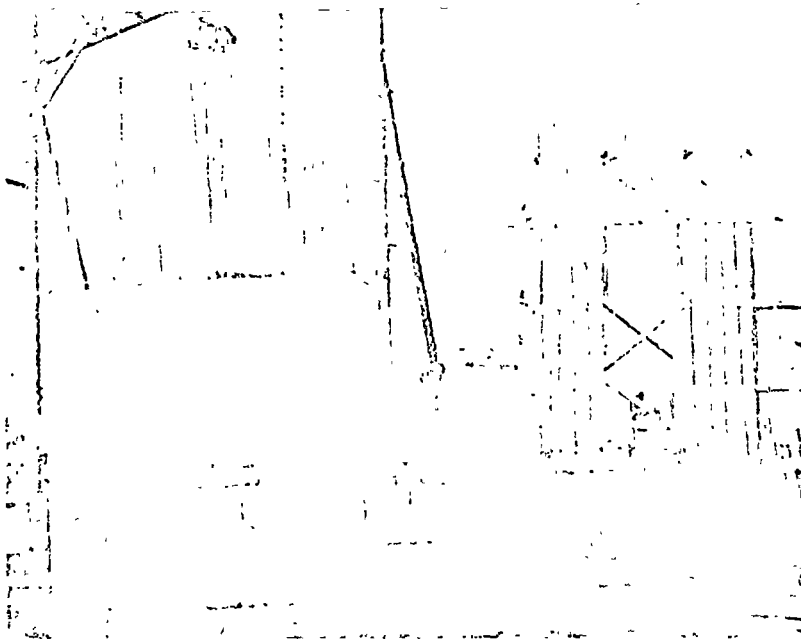
En lo que respecta a las dragas con que se hincan los cilindros, cabe decir que operan sobre chalanes convenientemente lastrados para su mejor estabilidad, ya que, dadas las dimensiones de los chalanes que normalmente se emplean (20 m x 6 m), es poco el peso de la draga con relación a la capacidad de desplazamiento de los chalanes.

El sistema habitual de introducir una draga al chalán, es acercarlo a la margen, apoyándolo en ésta, si ello es posible. se tienden unas viguetas I de corta longitud, entre la margen y el chalán, de manera que la concentración del extremo de aquellas, quede alejada del centro del chalán.

Si las dimensiones del chalán empleado lo hacen necesario, se coloca lastre en el extremo opuesto a la margen; al entrar la draga al chalán, el terreno de la margen (si el chalán apoya sobre ella), o el agua misma, reaccionan hacia arriba, a la vez que el peso del extremo opuesto del chalán y el propio peso del lastre producen un momento estabilizante.



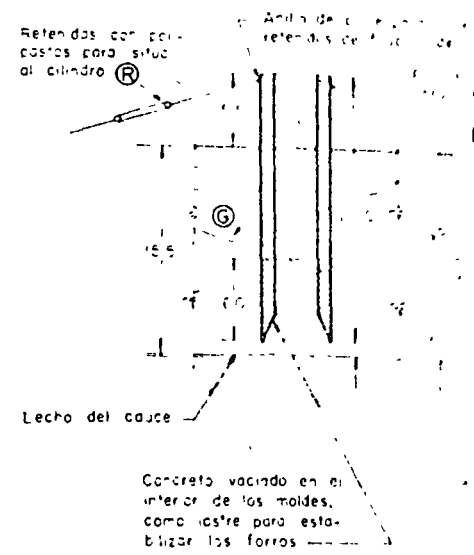
CONSTRUCCION E HINCADO DE UN CILINDRO EN UN CAUCE DE AGUAS PERMANENTES



46-25



47A-25



## SECUENCIA D

un cilindro fue arrastrado hacia el mar, pero, en ciertas condiciones de flotabilidad, fue posible volver a colocarlo de nuevo con remolcadores a su sitio.

Los forros exteriores de los cilindros se hicieron en dos, y los interiores en dos, teniendo ambos un espesor a ser de 3 m al disponerse de láminas de acero. Las operaciones de fabricación y montaje de los cilindros en un término de 5 días, son las siguientes:

- 1) Montaje de forros metálicos: para tal efecto se entraron en guías colocadas ex profeso en la sección.
- 2) Armado: al hacerlo es preciso tomar en cuenta las dimensiones de proyecto del cilindro, a fin de hacerlos metálicos los moldes.
- 3) Soldadura total y armado del fierro del cilindro.
- 4) Vaciado del lastre (concreto), para tal efecto se tomó una longitud igual a la trabajada, o lo que se requiriera.

Al efectuar este último paso, si se proyecta un cilindro de 1.80 m, se tendrá que vaciar una altura de concreto de 0.75 m, de acuerdo con las siguientes consideraciones:

$$A \times h \times 1 = P, \quad A \times H = 2.4 \times P$$

$$A \times h \times 1 = A \times H \times 2.4 \quad \dots H = \frac{h}{2.4}$$

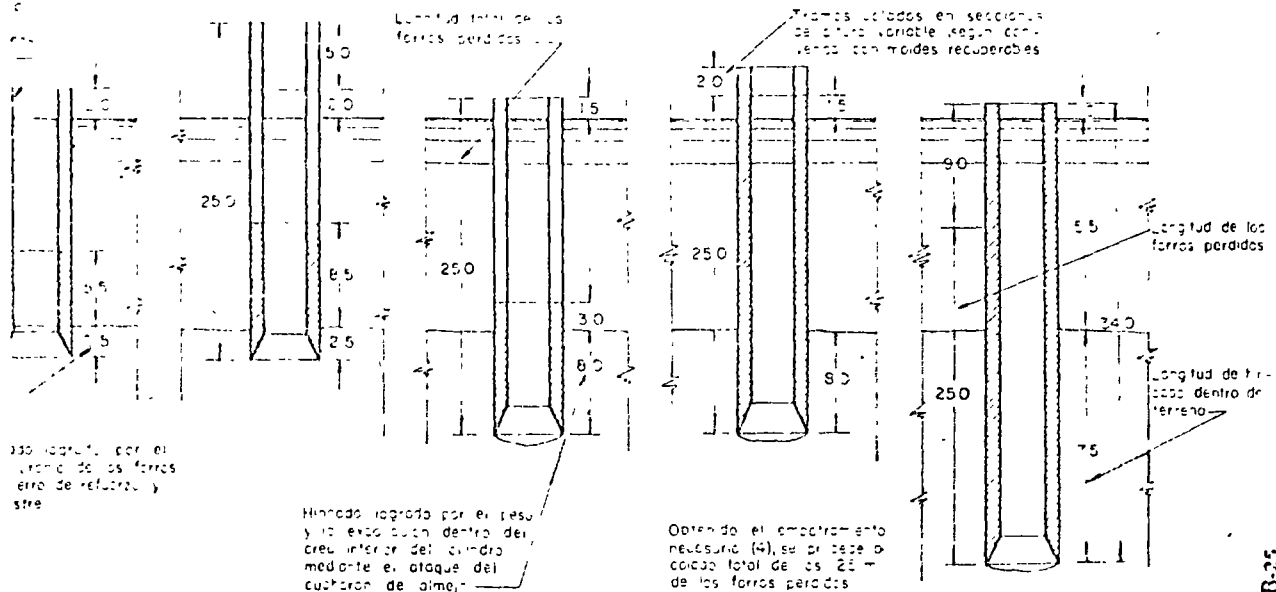
- Siendo:
- A = área de la sección transversal de las láminas
  - h = altura de los forros metálicos que se utilizarán
  - 1 = peso volumétrico del agua,
  - H = altura de concreto que será necesario vaciar para obtener los resultados pretendidos,
  - 2.4 = peso volumétrico del concreto

Lo anterior no es rigurosamente exacto, debido a que el peso de los forros metálicos y del acero de refuerzo...

Como ampliación de la exposición de la página precedente, se describirá en términos muy generales la ejecución de este proceso de trabajo, en un tramo próximo a la desembocadura de un río cambiante que, por lo mismo, presenta corrientes en ambos sentidos; una de ellas, la más peligrosa, es la que se produce por la buja de la marea, dado que se suma a la propia del río. Estas condiciones en tiempos de máximas crecientes, dan origen a grandes dificultades, que deben superarse.

La organización es la siguiente: en una plataforma auxiliar de trabajo, próxima al apoyo, se sitúa el equipo de fabricación, consistente en una planta de cuatro o más soldadoras, que se emplean en la fabricación simultánea de los forros metálicos de cuatro cilindros. Para el montaje de estos forros se utiliza una grúa operada en un chalán, semejante a la que se describe en la página N° 28.

Cada cilindro se sujeta mediante retenidas durante su fabricación, los embates del agua son tan poderosos que, en una ocasión,



47B-25

## E HINCADO EN CAUCES PROFUNDOS

debido a sus excelentes propiedades, transportán- riginal.

coldean en tres piezas, de altura (ésta llegó a mayores dimensiones), que se efectúan en un

lidad de su colocación ección ya trabajada. ustando a las dimen- er concéntricos y ver-

refuerzo. undir el cilindro una me conveniente.

de hundir el cilindro mereto igual a  $\frac{1.8}{2.4}$  =

aciones:

paredes del cilindro, pretendiendo hundir.

colar, para lograr los

se toma en cuenta refuerzo del cilindro:

pero es aceptable para fines prácticos, con los ajustes de criterio que procedan, de acuerdo con la experiencia ganada en el lugar.

Una vez que el cilindro queda en las condiciones señaladas en la posición (1), se transporta a su sitio del hincado con un remolcador dotado de autopropulsión y con una coquedad en uno de sus bordes, semejante a la que aparece en la fotografía superior de esta página.

Se fija el cilindro en el lugar mediante cuatro retenidas como las señaladas (R) en el grabado superior, que van unidas, ya sea a muertos situados en la margen, o a anclas dentro del río, y que se conectan al cilindro mediante un anjillo de cable. Cada retenida cuenta con un polipasto para requintar el cable según lo reclame el cilindro, para que éste no se desaloje de su centro; estas retenidas cuando llegan al nivel del agua (por el hundimiento del cilindro), se corren hacia arriba, agarrándose del forro adicionado.

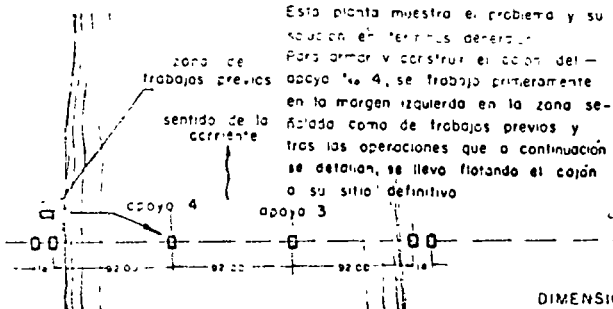
Para alinear verticalmente el cilindro, se dejan correr gazas (G), que son fácilmente recuperables, soltando para ello simplemente uno de sus extremos.

Al cilindro, ya en la posición (2), se le adicionan 5 m de forro, y se vacía una altura de  $\pm 4$  m de concreto (o lo que se precise debido a la fricción del suelo), para hundirlo a la posición (4), y en estas condiciones colar todo el cuerpo (5).

A partir de esto se va colando el cilindro con forros recuperables, en tramos de poca altura, prosiguiendo alternadamente con el hincado, hasta que el cilindro queda en la posición final (6), para luego colar el tapón inferior.

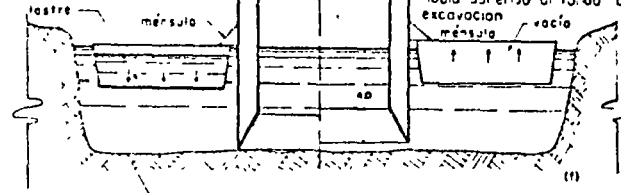
Aisladamente, con un equipo de hincado, una planta de soldadura y un frente de 4 cilindros, se logra hincar un cilindro en 2.5 meses; en un frente de 20 cilindros, y con un considerable equipo ( $\pm 25$  soldadores y 6 dragas), se ha podido lograr un rendimiento aproximado de dos cilindros como el que se ilustra (6), por mes y medio de trabajo ininterumpido.

# PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCION E HINCADO DE UN CAJON EN EL APOYO 4 DEL PUENTE TUXPAN.

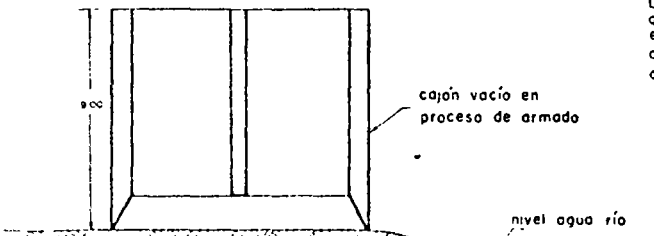


Semi-sección que muestra los chalanes con daga y el cajón apoyado en estos por las mensulas a fin de ser izado por los primeros.

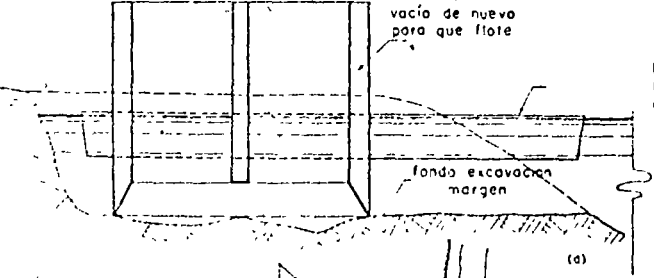
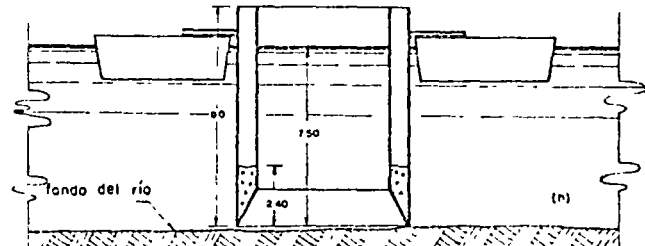
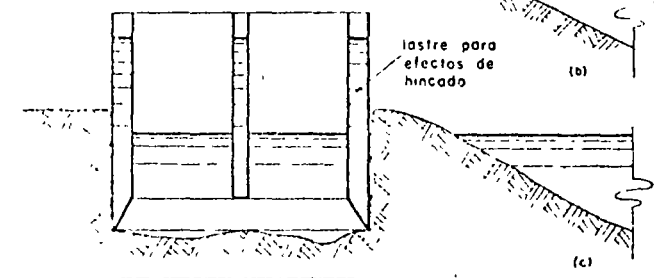
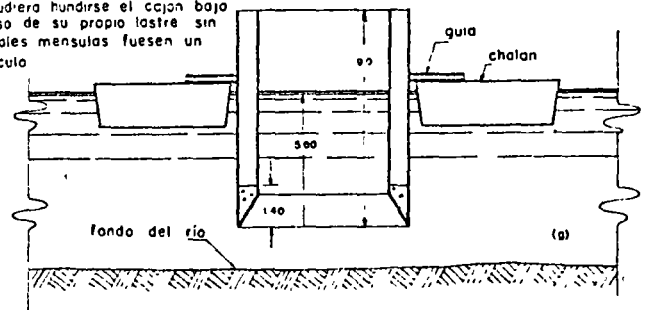
Semi-sección que muestra los chalanes sin lastre (vacíos) que fundieron a manera de gatas para despegar el cajón a fin de haber adherido al fondo de la excavación.



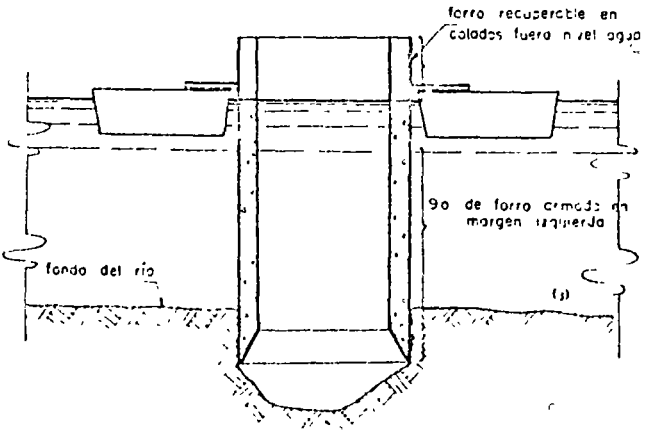
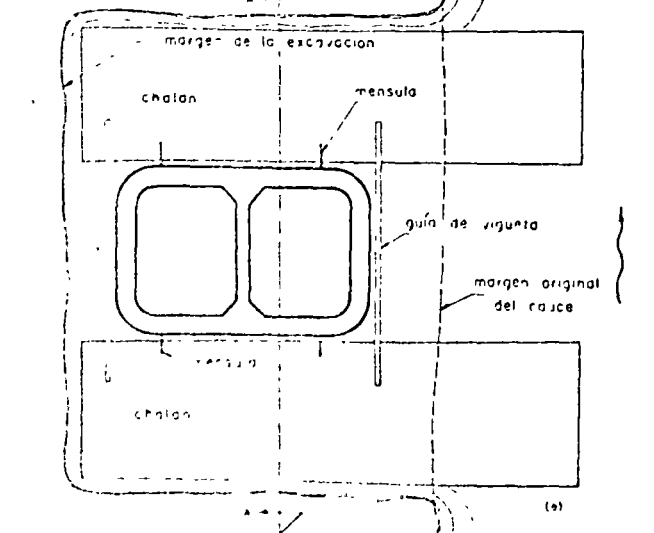
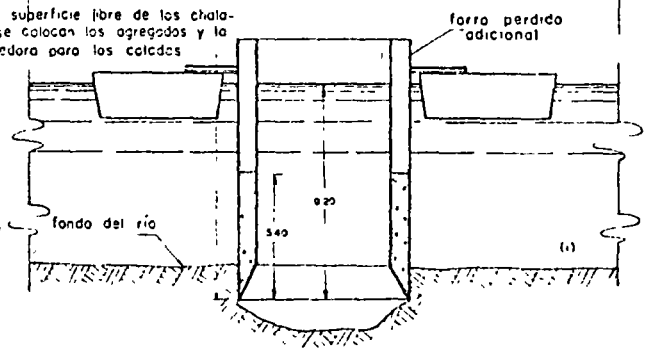
DIMENSIONES EN METROS



Las mensulas se retiraron a fin de que pudiera hundirse el cajón bajo el peso de su propio lastre sin que tales mensulas fuesen un obstáculo.



En la superficie libre de los chalanes, se colocan los agregados y la revoladora para los calados.



## CONSTRUCCION DE LA INFRAESTRUCTURA DEL APOYO 4 DEL PUENTE TUXPAN

El lugar donde se localizó la pila N° 4 tenía un tirante de 9 a 10 m, y se encuentra dentro del canal de navegación del río, por lo que la velocidad del agua en ese lugar es considerable. Se redujo el tirante a 7.5 m, mediante el depósito del desazolve del río, transportado por una draga de la Secretaría de Marina; habiéndose suspendido tales trabajos debido a que el material era arrastrado por la corriente.

Tal como se muestra en los grabados de esta página, se procedió a construir el cajón, sobre una plataforma nivelada en el lado de aguas abajo de la margen izquierda, a 50 cm del nivel de marea alta, habiéndose armado primeramente la cuchilla cortadora, y sobre ésta se soldó el forro interior. Se colocó el fierro de refuerzo y escantillones de acero y concreto para recibir el forro exterior de los moldes metálicos del cajón, mismos que servirían posteriormente para resistir las presiones exteriores del agua a que estarían sujetos los forros estancos, así como los empujes del concreto.

Habiéndose construido los moldes metálicos del cajón hasta una altura de 9 m, se llenaron de agua, tanto para comprobar la impermeabilidad de los mismos, como para que mediante este lastre pudiese ser hincado el cajón en la plataforma de trabajo hasta una profundidad de 6 m, tal como se observa en la secuencia gráfica de esta página.

Una vez hincado en la forma que se indica, se excavó en la parte exterior para permitir la entrada de dos chalanes: uno de 200 y otro de 300 ton de capacidad, a fin de transportarlo a su sitio de hincado. La fuerte adherencia de la cuchilla del cajón en el terreno, impidió que los moldes flotarían, no obstante que se les extrajo el agua que había servido de lastre para su hincado.

Para despegarlo del fondo, los chalanes se lastraron con agua, y se le soldaron al cajón unas ménsulas, con objeto de apoyarlo sobre los chalanes que, al ser deslastrados trabajaron como dos grandes gatos, levantando la estructura metálica del cajón, después de varias tentativas. Como la aplicación de la reacción del peso del cajón se concentró en la orilla de los chalanes, estos tendían a escorarse. Se pensó en colocar unos puntales en el borde opuesto de los chalanes; no habiendo sido necesaria esta medida, ya que los moldes pudieron desprenderse del fondo, sin necesidad de esto.

Sosteniendo el cajón en dicha forma, y con un calado de 4 m, se sacó del lugar en que se encontraba y se transportó dentro del río donde el calado era mayor; habiéndose colado en estas condiciones el cuerpo del cajón hasta una altura de 1.4 m, aumentando con ello su calado a 5.6 m; lográndose así mejorar su estabilidad, ya que originalmente el centro de gravedad se encontraba arriba del centro de carena. Antes de este colado se quitaron las ménsulas que se habían soldado al cajón, y se colocaron unas viguetas entre los chalanes, para formar un cerco alrededor del cajón a fin de impedir su volteamiento.

El colado anterior y todos los subsecuentes, se efectuaron cargando los materiales y las máquinas sobre los chalanes que sostenían el cajón.

Las revolventoras vaciaban directamente en las ventanas laterales abiertas en la pared de la lámina, las cuales se tapaban conforme el cajón bajaba; evitándose así la entrada de agua dentro de los forros estancos. En el interior el concreto era distribuido por medio de trompas de elefante y canales.

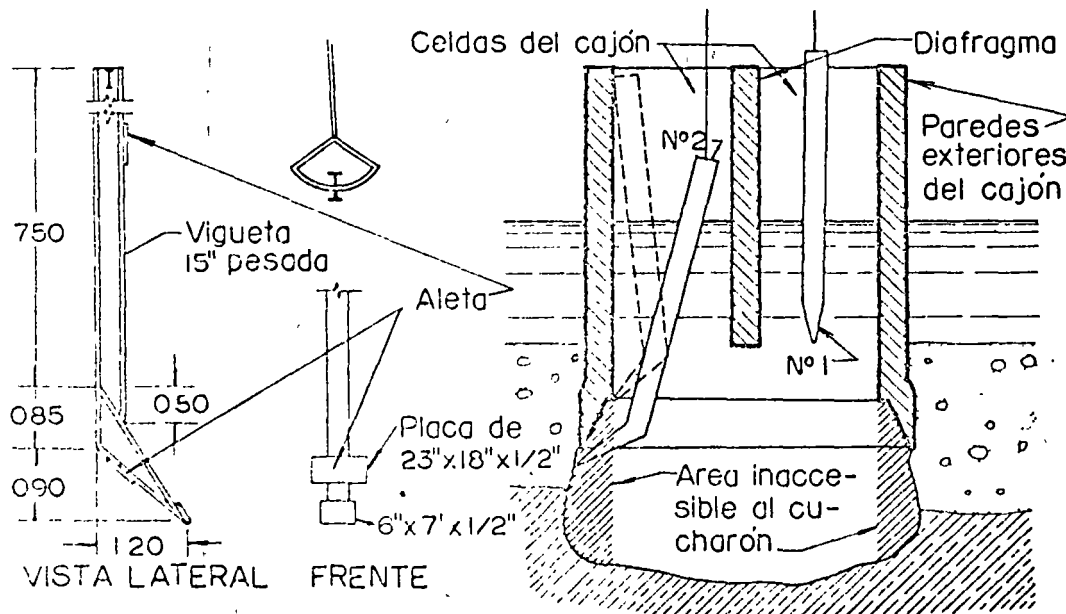
Después del colado inicial, los chalanes remolcados llevaron el cajón a su sitio definitivo, donde se aumentó la altura del colado a 2.0 m, con lo cual el filo de la cuchilla tocó fondo. Se anclaron los chalanes con cables, para precisar la posición definitiva del cajón, y se coló hasta una altura de 3 m, con lo cual el calado en marea baja fue de 7.7 m.

A partir de ahí, se colaba e hincaba el cajón alternadamente, cuidando que la altura del concreto no subiese demasiado, sin antes lograr un empotramiento que garantizase la estabilidad del cajón. (Con 3.85 m de altura de colado, el calado fue de 8 m. Con 5.1 de 9.2. Con 8.4 de 10.3. Con 9.4 de 10.5 y a 11.0 m de colado, igual altura sumergida y un empotramiento de 3.5 m). Tal procedimiento obligó a ir prolongando los moldes hasta librar el tirante, y lograr el empotramiento necesario para garantizar las condiciones de seguridad a que se hizo referencia; siendo así factible continuar la construcción del cajón sin perder moldes.

El hincado se efectuó con una draga montada en un chalán, la cual operaba un cucharón de almeja mientras se trabajó en material suave. Al llegar al material compacto, se emplearon dos tipos de ariete: el primero era una vigueta pesada, con punta, para abrir caja fracturando el material compacto dentro del área accesible del cajón, delimitada por sus paramentos interiores. El material así atacado era extraído con el cucharón de almeja.

El otro tipo de ariete estuvo constituido por una vigueta de 15" pesada, de ocho metros de longitud, con una sección doblada siguiendo el perfil inclinado de la cuchilla del cajón, dotada aquella de una lámina que hacía que el empuje hidráulico de abajo hacia arriba la introdujera bajo la cuchilla; tal como se indica en el grabado inferior. Con este sistema se atacó fácilmente el área inaccesible al cucharón de almeja.

Una vez que el cajón llegó al nivel y piso especificados, se vació el tapón inferior con cubeta, como se indica en la página 23; habiéndose rellenado el resto del interior del cajón con arena, a fin de evitar la construcción de los moldes del piso del tapón superior.



### DETALLE DE LOS ARIETES

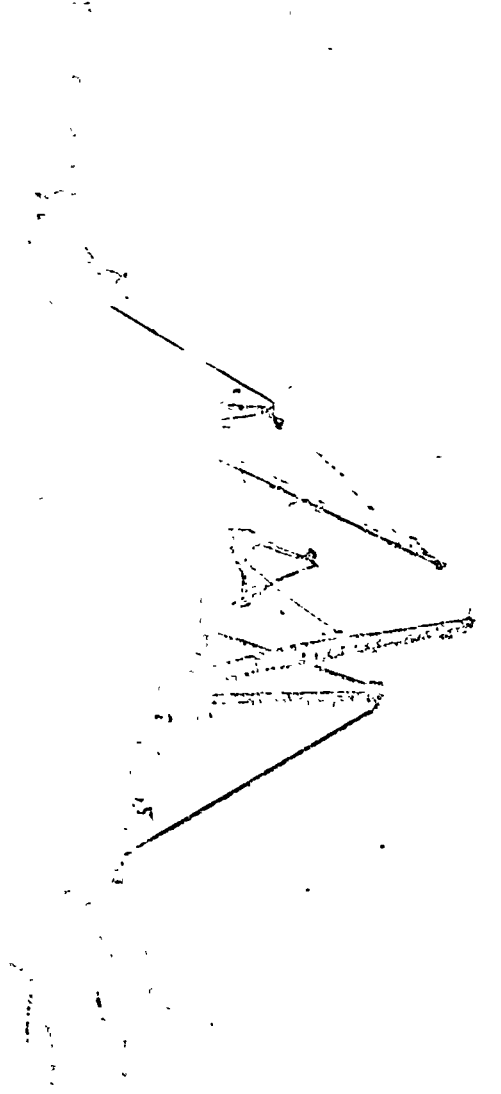
DIMENSIONES EN METROS



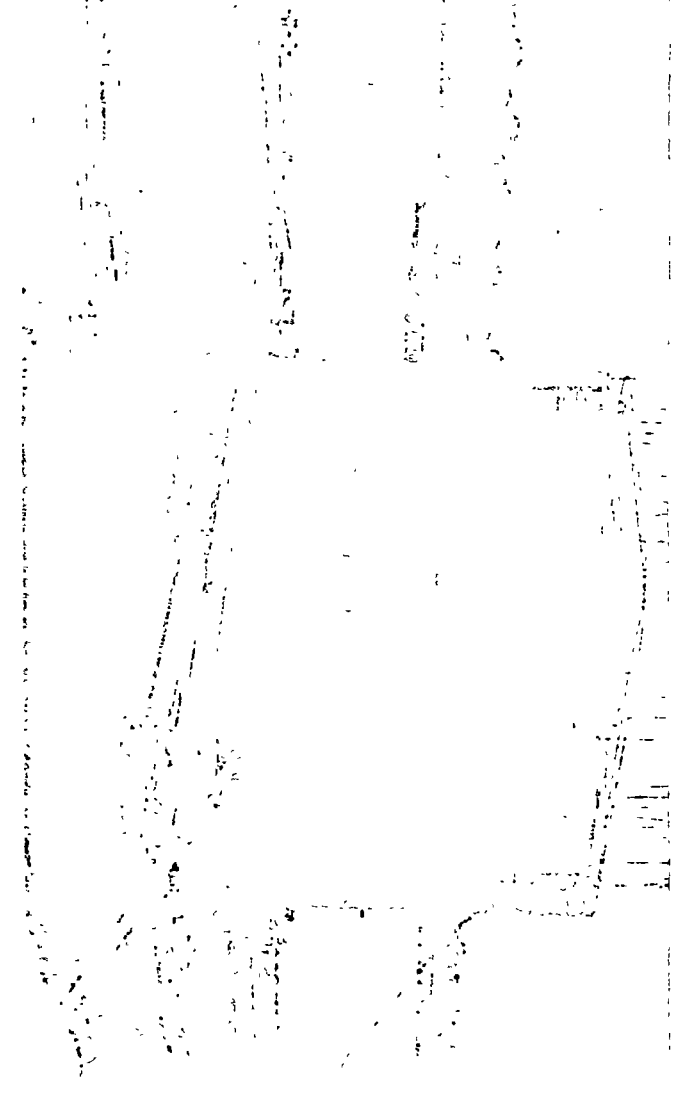
52-27

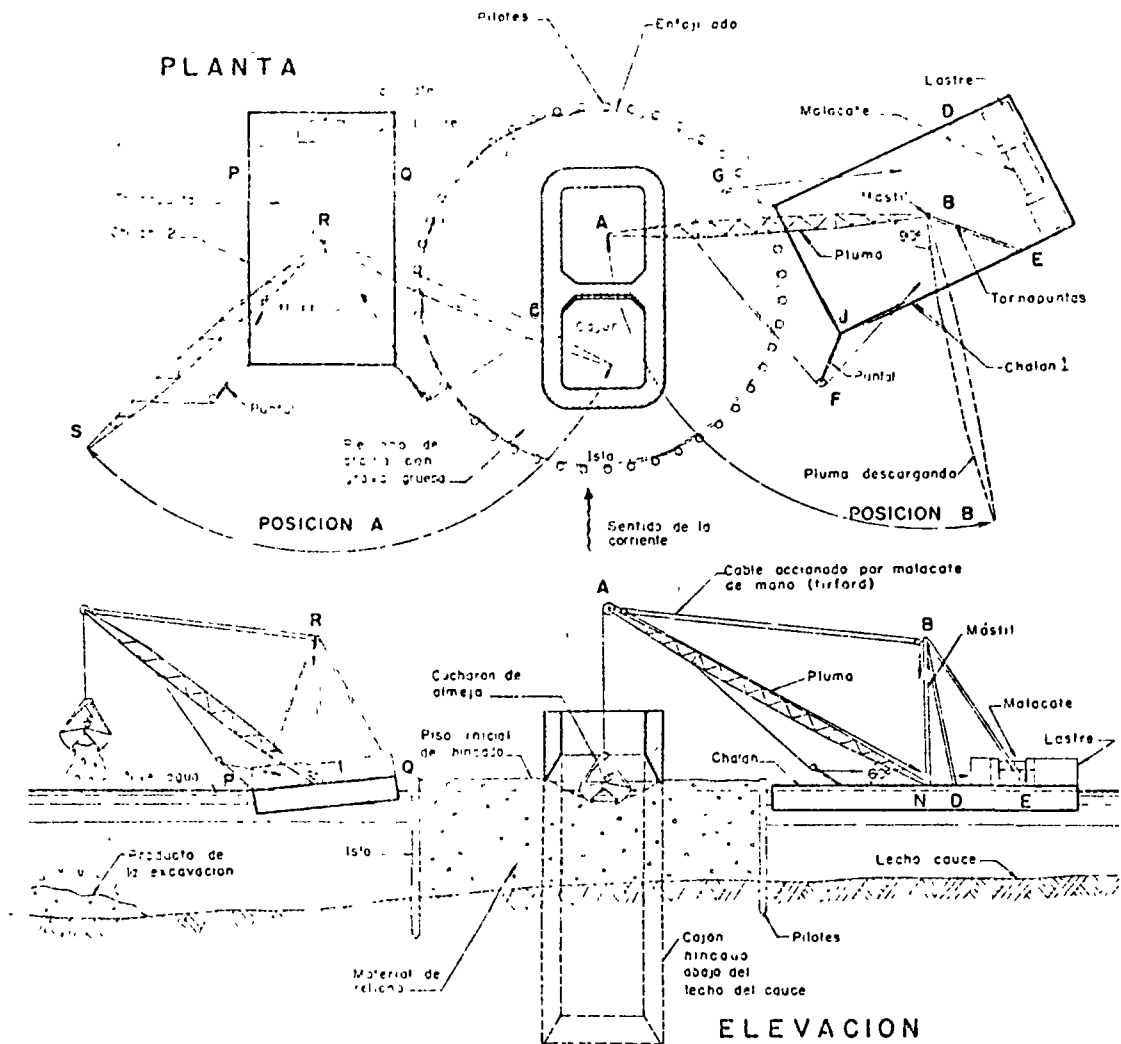


51-27



50-27





## PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCION E HINCADO DE UN CAJON SOBRE UNA "ISLA" EN LA PILA N<sup>o</sup> 3 DEL PUENTE TUXPAN

53-28

Un ejemplo representativo de las islas parcialmente confinadas para hincado de cilindros o cajones, es el sistema que se siguió en la construcción de la infraestructura del apoyo N<sup>o</sup> 3 del puente de Tuxpan. (Véase grabado de esta página).

En el sitio de este apoyo el tirante del río es del orden de los cinco metros, en una sección de baja velocidad; por lo que se procedió a rellenar con grava y arcilla un cerco de pilotes de troncos de palmera que, espaciados a sesenta centímetros, se hincaron en el perímetro de un círculo de 15 metros de diámetro, con centro en la intersección de los ejes de apoyo. Estos troncos se ligaron con un enfajado de ramas que impedían la salida del material, y se rodearon así mismo mediante cinchos de varilla para sostener el empuje del relleno antes mencionado.

La cuchilla cortadora del cajón se armó y soldó en la orilla del río, en la margen derecha, y se llevó flotando a la isla aprovechando la marea alta. Al bajar la marea, cuya variación es de unos ochenta centímetros, la cuchilla quedó colocada en su lugar correcto, lastrándose para evitar que al subir flotara nuevamente.

No se armó directamente la cuchilla sobre el islote, ya que el arrastre del agua obligó a que el nivel del mismo correspondiese al de la marca mínima.

Después de armada la cuchilla y el fierro de refuerzo correspondiente, se vació concreto en la misma, y una vez prolongado el cuerpo del cajón con moldes recuperables, se procedió a su hincado.

Este se efectuó con un equipo acondicionado, cuyas características y funcionamiento se describen a continuación:

Sobre el chalán (1) (iguales consideraciones para el chalán 2), se instaló un mástil BN, el cual fue contraventeado por las tornapuntas BD y BE, apoyando en la base de éste la pluma AN. Tanto en la parte inferior, como en la superior, este mástil puede girar arrastrando en su giro a la pluma AN.

El ángulo de abertura entre la pluma y el mástil, se controla con un polipasto AB que se opera con un malacate de mano tipo *insford*, que se ancla al propio mástil, ya que esta abertura permanece fija durante los trabajos de hincado; siendo el ángulo de inclinación de la pluma  $60^\circ$ , respecto de la horizontal.

El cucharón de almeja funciona con los dos cables de un malacate de dos tambores, los cuales están colocados a lo largo de la pluma AN. Una vez que el cucharón ha extraído material del fondo del cilindro, la pluma AN gira un ángulo de  $90^\circ$ , para tirar el producto de la excavación sobre la superficie del agua; operación que se efectúa jalando la pluma AN con un cable de manila que, agarrándola, pasa por una polea situada en el extremo del puntal FJ; para de ahí pasar al tambor de retorno del malacate, con lo cual la pluma gira y tira el material extraído.

Para volver la pluma a su posición de trabajo, se opera el cable simétrico en forma semejante.

El chalán (2) se dibujó intencionalmente en una posición inadecuada de trabajo, a fin de hacer más objetiva la forma de cómo se inclina el chalán al tirar el producto de la excavación, a causa de la excentricidad de la carga. El personal que opera este equipo debe ser, por consiguiente, sumamente diestro.

Las experiencias de hincado en este apoyo fueron las siguientes:

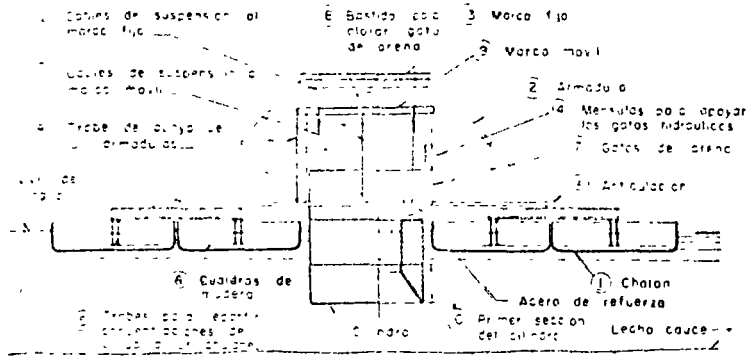
Durante los primeros metros de hincado, el cajón sufrió fuertes desplomes, causados por la diferente compacidad del material de relleno de la isla, los cuales eran corregidos excavando en el lado opuesto, a la vez que el cajón reteníase con el tirón de un polipasto accionado por un malacate debidamente anclado.

Parte de los hundimientos del cajón, se lograban mediante bombeo al extraer agua de su interior, provocándose con ello un flujo que lubricaba sus paredes exteriores, arrastrando material, con lo que bajaba dicho cajón.

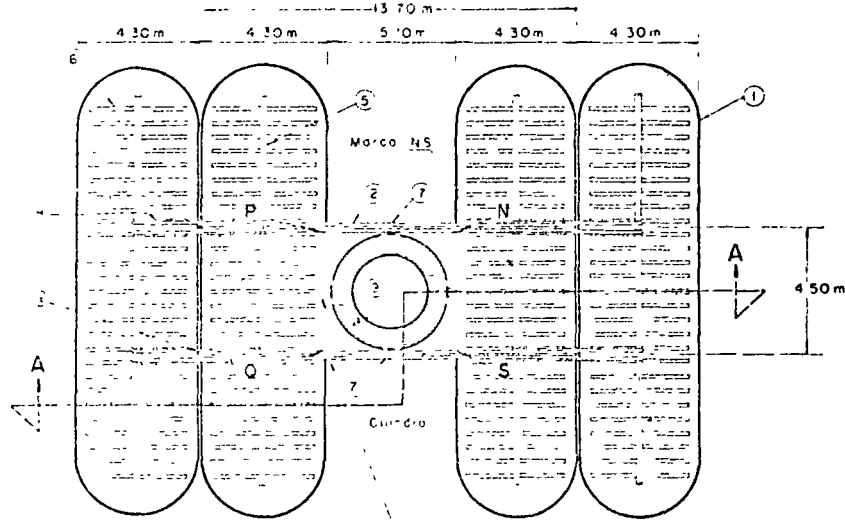
Este sistema dio lugar a que el material del fondo perdiera estabilidad y se bufara al interior del cilindro, haciendo imposible su extracción, y por lo mismo el hundimiento de dicho cajón.

Se logró estabilizar este material, tirando por el exterior del cajón a fondo perdido, sacos de yute llenos de arcilla, que al ser arrastrados hasta su borde inferior, retenían el arrastre de la arena; permitiendo la formación de una caja y la extracción de material, logrando con ello su hundimiento.

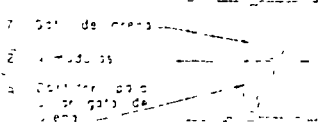
Todas las operaciones aquí descritas, combinadas con acierto y repetidamente, permitieron que el hincado continuara hasta llegar al punto resistente; habiéndose practicado una caja en éste, a fin de lograr el debido empotramiento del cajón, mediante el empleo de los dispositivos que se describen en la página 27.



SECCION A-A



PLANTA

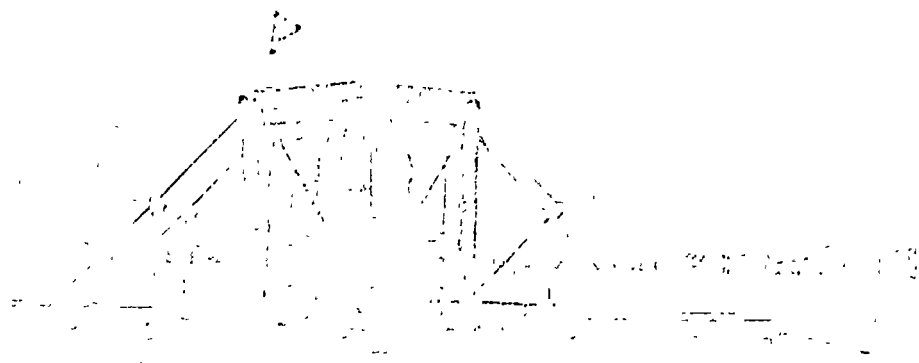


DETALLE DEL MARCO "NS"

Armadura metálica de 13.70m de claro de 4.50m de perfil articulada en sus apoyos, fabricada con los siguientes perfiles: cuerda superior 24s de 6 x 3/8", cuerda inferior 24s de 4 1/2 x 5/8", diagonales y montantes 24s de 2 1/2 x 1/4", los marcos NS y PO se construyeron con iguales perfiles.

PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCION E HINCADO DE CILINDROS SIN PERDER FORROS METALICOS Y COLANDO EL CUERPO DE LOS CILINDROS FUERA DEL NIVEL DEL AGUA.

54-29



El procedimiento de construcción seguido en el hincado de cilindros dentro de cauces de aguas primarios, es perder moldes metálicos, colando y suspendiendo el cuerpo de los cilindros fuera del nivel del agua, el que se describe a continuación, haciendo referencia a los grabados de esta página:

Sobre cuatro chalanos (1), de capacidad suficiente para el objeto deseado, se instalan dos armaduras (2) articuladas en los nudos extremos (3), las cuales, mediante las trabes (4), transmiten su reacción al fondo de los chalanos por medio de los elementos (5) y (6).

Estas armaduras están conectadas entre sí mediante unos marcos PQ y NS cuyo detalle se muestra en la parte inferior del grabado citado.

Tanto las armaduras (2) como los marcos, disponen en su centro de sendos gatos de arena (7) cuyo funcionamiento se describe en las páginas N<sup>os</sup> 172 y 173, estando alojados en unos bastidores (8) contruidos *ex profeso* en el centro de los elementos estructurales mencionados.

Dentro de estos bastidores, y apoyado en el vástago o pistón de los gatos de arena, corre un marco móvil (9).

Estando este marco móvil (9) en posición superior, con los cilindros de los gatos de arena (7) totalmente cargados, se colocan la cuchilla y los moldes de la primera sección del cilindro (10) sobre unas vigas apoyadas provisionalmente en la cuerda inferior de las armaduras (2), a fin de proceder al armado y colado de esta primera sección.

Dentro del concreto, y anclados convenientemente, se dejan ahogados cuatro cables de suspensión (11), que se amarran al marco móvil (9); conexión que debe hacerse con todas las medidas de seguridad para que no se barran los agarres, evitando así el consiguiente colapso de la sección suspendida.

Se retiran las vigas provisionales sobre las que se apoya la cuchilla (1<sup>a</sup> colado), procediendo a continuación a la inmersión de la sección colada haciendo funcionar para ello los gatos de arena, con lo cual desciende el marco móvil (9) y con él la sección colada.

Simultáneamente a la instalación de los cables de suspensión (11), se instalan los cables (12) que agarran la sección colada con el marco fijo (13); estos cables deben tener, respecto a los cables (11), una longitud adicional tal, que al sumergirse la sección colada prácticamente en su totalidad (se deja el borde superior de ésta 25 cm arriba del nivel de agua), quede suspendida del marco fijo (13), y el marco móvil suelto y en condición de ser elevado.

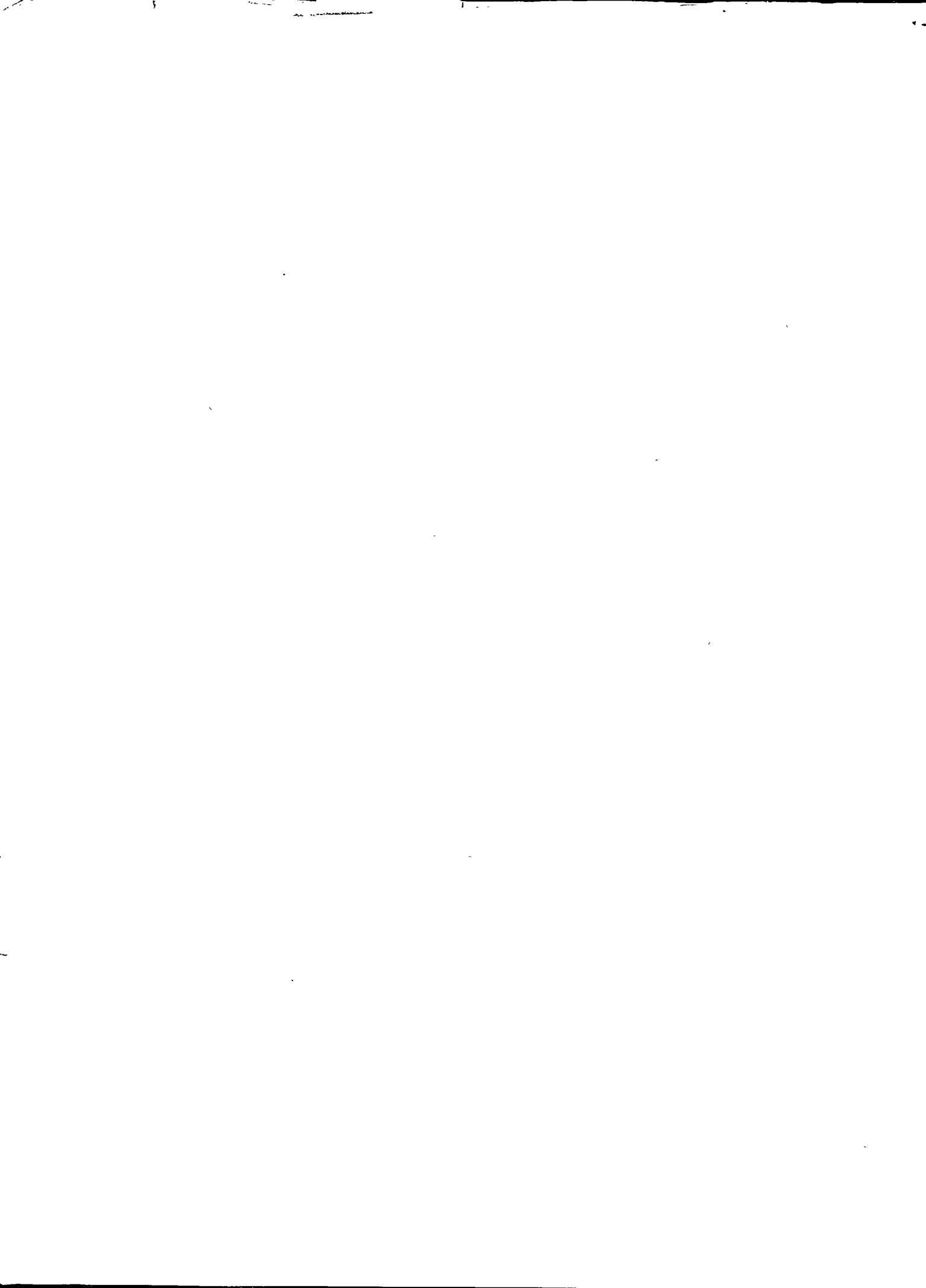
La operación de elevar el marco móvil (9) se efectúa con el auxilio de gatos hidráulicos y calzas de madera apoyadas en unas ménsulas (14) soldadas al bastidor de los gatos de arena (7).

Esta operación puede simplificarse empleando dragas u otros elementos de que se disponga. Suspendida la sección (10) del marco fijo (13) se procede al colado de la segunda sección del cilindro, repitiendo la operación antes descrita; secuencia que se reitera hasta que el cilindro cuente con suficiente empotramiento dentro del fondo del cauce; logrado esto se retiran los chalanos y las armaduras, continuando el hincado del cilindro con los procedimientos habituales.

Evidentemente, para que el cilindro cuente con el empotramiento necesario, se precisa extraer material del cauce dentro del área interior del cilindro en proceso de construcción e hincado, estando suspendido el cilindro y operando para su descenso en la forma antes descrita.

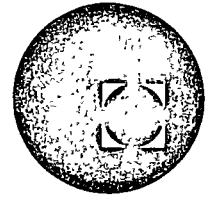
Como se desprende, el procedimiento descrito requiere muchas operaciones, y la necesidad de contar con dispositivos especiales, de manera que en un puente donde sea preciso hincar numerosos cilindros, se multiplican estas necesidades, haciéndolo posiblemente impráctico, por lo que se impone la conveniencia de optar por los métodos convencionales descritos en las páginas anteriores.

Una de las principales ventajas que ofrece este procedimiento de cimentación, además de no perder los toros metálicos usuales, es la de contrarrestar con su peso el arrastre de la corriente, quedando suspendida la estabilidad del cilindro a la capacidad de los chalanos. Cabe observar, finalmente, que los chalanos deben estar con anclas, en forma semejante a la descrita en la página N<sup>o</sup> 36.





centro de educación continua  
facultad de ingeniería, unam



DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES PROFUNDAS

ESTUDIOS DE SUELOS EN CAMPO Y  
LABORATORIO

ING. GABRIEL GARCIA ALTAMIRANO

Notas tomadas del libro "Mecánica de  
Suelos" del Ing. Alfonso Rico y  
Dr. Eulalio Juárez Badillo

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 valuación de la importancia de la obra por ejecutar, en relación con el costo de su correspondiente programa de exploración y muestreo. Una obra de importancia grande ameritará un programa de una envergadura totalmente inadecuada para una obra menor. Y no sólo la importancia de la obra juega papel como norma de criterio del proyectista, sino también el tipo de obra, en relación, por ejemplo, con las consecuencias de su falla respecto a pérdidas en bienes o vidas; puede haber obras de poco costo cuyos requerimientos de seguridad y, por lo tanto, de previsión en el proyecto, sean mucho mayores que en otras obras de mayor inversión presupuestal. Un aspecto importante será siempre que la magnitud, tanto en tiempo como en costo, del programa de exploración y muestreo esté acorde con el tipo de obra por ejecutar.

Otro aspecto de importancia fundamental en los problemas aquí tratados es el buscar la colaboración de ciencias que, como la Geología, pueden dar en ocasiones información de carácter general muy importante. Puede decirse que, sobre todo en obras de importancia, un reconocimiento serio y eficaz, desde un punto de vista geológico, resulta imprescindible. Este reconocimiento será, naturalmente, previo a cualquier otra actividad realizada por el especialista de Mecánica de Suelos.

Del tipo de sedimentos, existencia de fallas, plegamientos, etc., configuración geológica, tipos y carácter de rocas y demás datos de la zona, resultan, por lo general, informaciones vitales para el ingeniero civil, que norman su criterio de antemano en forma útil.

## A-2. Tipos de sondeos

Los tipos principales de sondeos que se usan en Mecánica de Suelos para fines de muestreo y conocimiento del subsuelo, en general, son los siguientes:

### *Métodos explotación de carácter preliminar*

- a) Pozos a cielo abierto, con muestreo alterado o inalterado.
- b) Perforaciones con posteadora, barrenos helicoidales o métodos similares.
- c) Métodos de lavado.
- d) Método de penetración estándar.
- e) Método de penetración cónica.
- f) Perforaciones en bolcos 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*

Quando 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 traspaños 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 postadora, 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-1a. Un factor importante es el paso de la hélice que debe ser muy cerrado para suelos arenosos y mucho más abierto para el muestreo en suelos plásticos.

Posiblemente más usadas en México que los barrenos son las posteadoras ( fig. A-1.b) a las que se hace penetrar en el terreno ejerciendo un giro sobre el maneral adaptado al extremo superior de la tubería de perforación.

Las herramientas se conectan al extremo de una tubería de perforación, formada por secciones de igual longitud, que se van añadiendo según aumenta la profundidad del sondeo.

En arenas colocadas bajo el nivel de aguas freáticas estas herramientas no suelen poder extraer muestras y en esos casos es preferible recurrir al uso de cucharas especiales, de las que también hay gran variedad de tipos. En la fig. A-2 aparecen esquemáticamente dos de las más comunes:

Las muestras de cuchara son generalmente más alteradas todavía que las obtenidas con barrenos helicoidales y posteadoras; la razón es el efecto del agua que entra en la cuchara junto con el suelo, formando en el interior una pseudo-suspensión parcial del mismo. Es claro que en todos estos casos las muestras son cuando mucho apropiadas solamente para pruebas de clasificación y, en general, para aquellas pruebas que no requieran muestra inalterada. El contenido de agua de las muestras de 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-

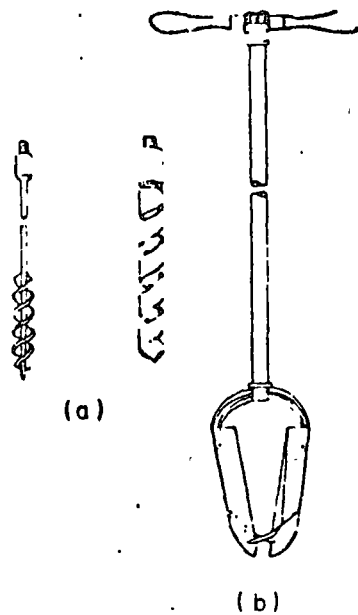


FIG. A-1. Herramientas para sondeos exploratorios por rotación  
a) Barrenos helicoidales  
b) Posteadora

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.

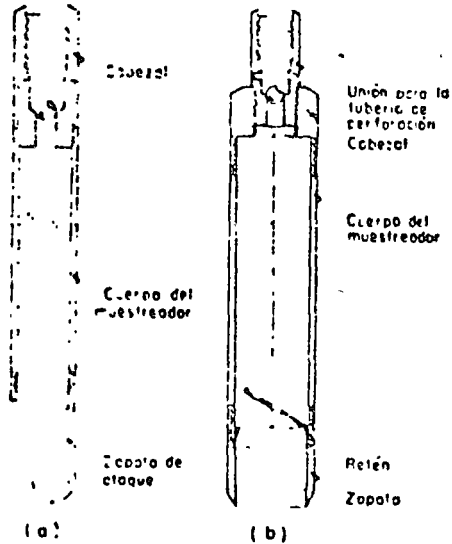


FIG. A-2. Tipos de cucharas muestreadoras

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 barreno helicoidal tan adelantado respecto al ademe como lo permita el suelo explorado.

### c) Método de lavado

del pozo y sale al exterior a través del espacio comprendido entre el ademe y la tubería de inyección; una vez fuera es recogida en un recipiente en el cual se puede analizar el sedimento. El procedimiento debe ir complementado en todos los casos por un muestreo con una cuchara sacamuestras apropiada, colocada al extremo de la tubería en lugar del trépano; mientras las características del suelo no cambien será su-

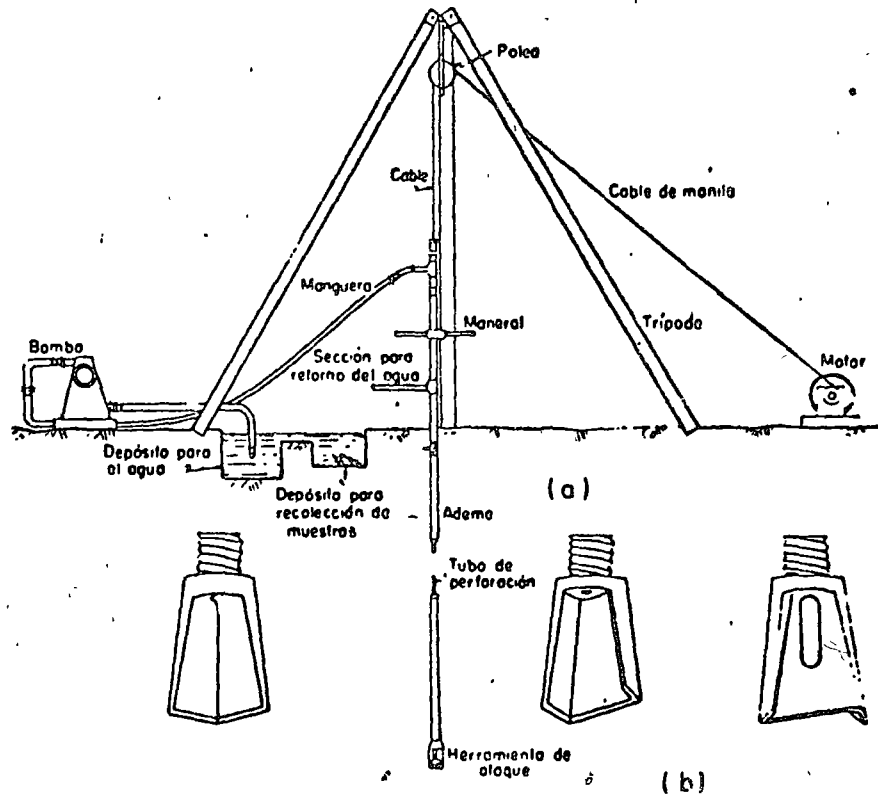


FIG. A-3. Dispositivo para el sondeo por lavado  
 a) Conjunto  
 b) Barrenos de perforación

ficiente obtener una muestra cada 1.50 m aproximadamente, pero al notar un cambio en el agua eyectada debe procederse de inmediato a un nuevo muestreo. Al detener las operaciones para un muestreo debe permitirse que el agua alcance en el pozo un nivel de equilibrio, que corresponde al nivel freático (que debe registrarse). Cualquier al-



teración de dicho nivel que sea observada en los diferentes muestreos debe reportarse especialmente.

En la fig. A-3 aparece un esquema del equipo de perforación y algunos modelos de trépanos perforados.

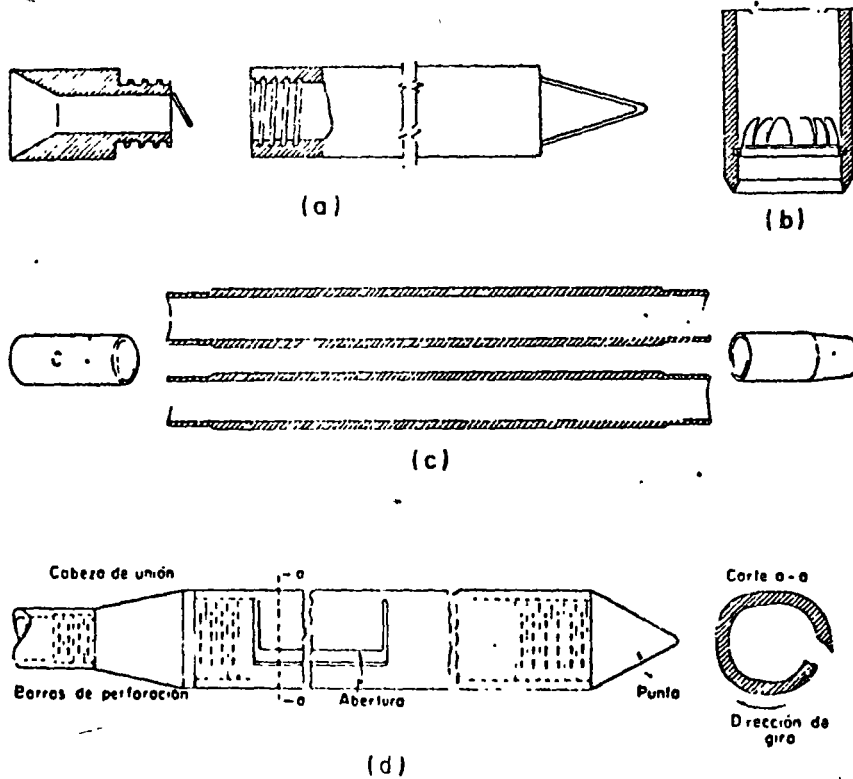


FIG. A 4. Tipos de muestreadores

En la fig A-4 se muestran algunos de los más usados modelos de muestreadores que se colocan en el extremo inferior de la tubería de inyección a fin de obtener muestras representativas.

Los tipos a), b) y c) se introducen a golpes en el suelo y de ellos quizá el más común es el de media caña, así llamado por poder dividirse longitudinalmente para facilitar la extracción de la muestra. El muestreador de trampa de muelles tiene en su parte inferior unas hojas metálicas que dejan entrar la muestra en la cámara inferior, pero que

dificultan su salida. El cucharón raspador es de utilidad para el muestreo de arenas bajo el nivel freático y funciona, naturalmente, por rotación.

d) *Método de penetración estándar*

Este procedimiento es, entre todos los exploratorios preliminares, quizá el que rinde mejores resultados en la práctica y proporciona más

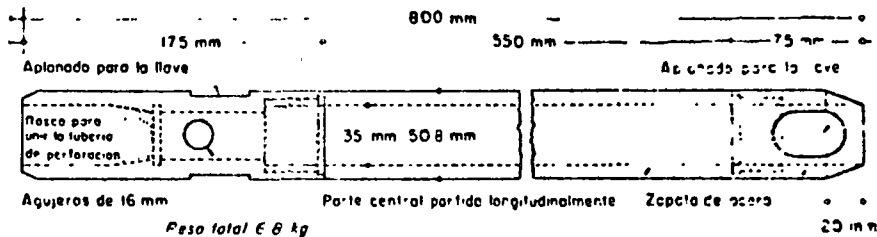


FIG. A 5. *Penetrómetros estándar*

útil información en torno al subsuelo y no sólo en lo referente a descripción; probablemente es también el más ampliamente usado para esos fines en México.

En suelos puramente friccionantes la prueba permite conocer la compacidad de los mantos que, como repetidamente se indicó, es la característica fundamental respecto a su comportamiento mecánico. En suelos plásticos la prueba permite adquirir una idea, si bien tosca, de la resistencia a la compresión simple. Además el método lleva implícito un muestreo, que proporciona muestras alteradas representativas del suelo en estudio.

El equipo necesario para aplicar el procedimiento consta de un muestreador especial (muestreador o penetrómetro estándar) de dimensiones establecidas, que aparece esquemáticamente en la fig. A-5.

Es normal que el penetrómetro sea de media caña, para facilitar la extracción de la muestra que haya penetrado en su interior. El penetrómetro se enroscas 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

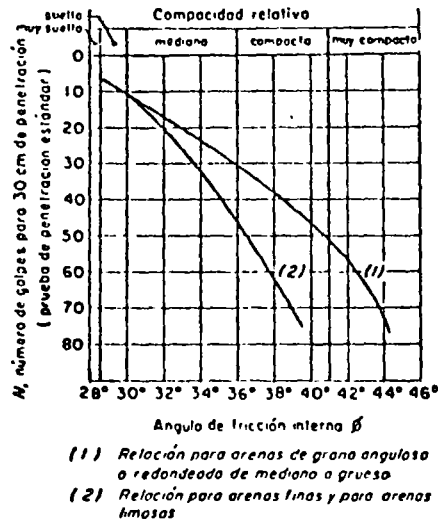


FIG. A-6. Correlación entre el número de golpes para 30 cm de penetración estándar y el ángulo de fricción interna de las arenas

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 2</sup> En la fig. A-7 se

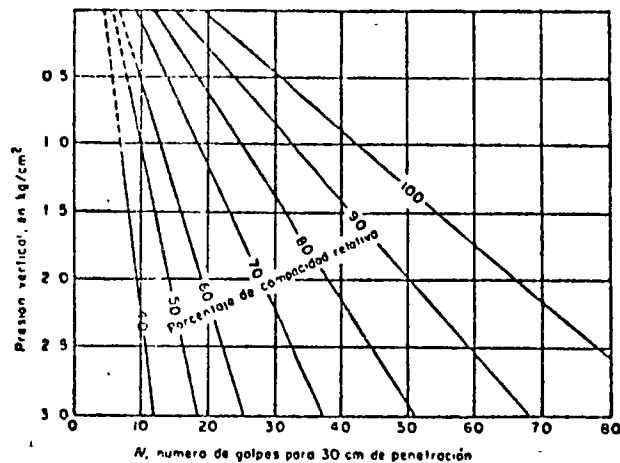


FIG. A-7. Relación entre la penetración estándar, la presión vertical y la compacidad relativa para arenas (según ref. 3)

presentan resultados experimentales que demuestran que a un número de golpes en la prueba de penetración estándar corresponden diferentes compacidades 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.

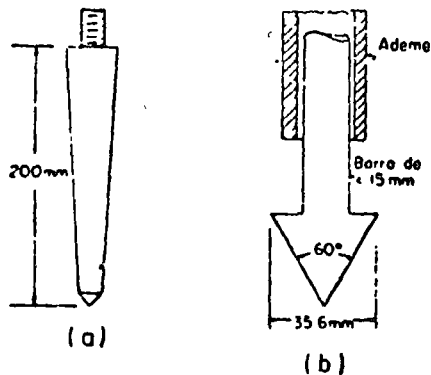
Para pruebas en arcillas, Terzaghi y Peck<sup>4</sup> dan la correlación que se presenta en la Tabla A-1.

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

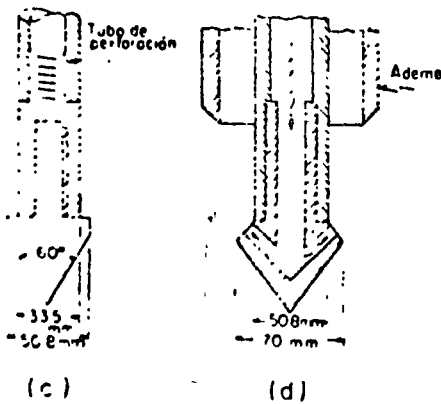


FIG. A-8. Penetrómetros cónicos  
 a) Tipo Danés  
 b) Tipo Holandés  
 c) Tipo para ensayo dinámico  
 d) Tipo de inyección

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 penetrometros cónicos ayudados por presión de agua (fig. A-8.d), cuya función es suspender las arenas sobre el nivel de la penetración, para evitar el efecto de la sobrecarga

actuante sobre ese nivel, que de otra manera, dificultaría la penetración del cono.

A modo de resumen podría decirse que las pruebas de penetración cónica, estática o dinámica, son útiles en zonas cuya estratigrafía sea ya ampliamente conocida a priori y cuando se desee simplemente obtener información de sus características en un lugar específico; pero son pruebas de muy problemática interpretación en lugares no explorados a fondo previamente. La prueba de penetración estándar debe estimarse preferible en todos los casos en que su realización sea posible.

#### *f) Perforaciones en boleos y grabas*

Con frecuencia es necesario atravesar durante las perforaciones estratos de boleos o grabas que presentan grandes dificultades para ser perforados con las herramientas hasta aquí descritas. En estos casos se hace necesario el empleo de herramientas más pesadas, del tipo de barretones con taladros de acero duro, que se suspenden y dejan caer sobre el estrato en cuestión, manejándolos con cables. En ocasiones se ha recurrido inclusive al uso localizado de explosivos para romper la resistencia de un obstáculo que aparezca en el sondeo.

### **A-4. Métodos de sondeo definitivo**

Se incluyen aquí los métodos de muestreo que tienen por objeto rendir muestras inalteradas en suelos, apropiados para pruebas de compresibilidad y resistencia y muestras de roca, que no pueden obtenerse por los métodos mencionados hasta este momento. En ocasiones, cuando estas muestras no se requieran, los procedimientos estudiados en la Sección A-3, especialmente los que rinden muestras representativas, pueden llegar a considerarse como definitivos, en el sentido de no ser necesaria exploración posterior para recabar las características del suelo; sin embargo, cuando la clasificación del suelo permita pensar en la posibilidad de la existencia de problemas referentes a asentamientos o a falta de la adecuada resistencia al esfuerzo cortante en los suelos, se hará necesario recurrir a los métodos que ahora se exponen.

#### *a) Pozos a cielo abierto con muestreo inalterado*

Este método de exploración ya ha sido descrito en la Sección A-3 por lo que no se considera necesario describirlo nuevamente. Sin embargo, es conveniente insistir en el hecho de que cuando es factible, debe considerarse el mejor de todos los métodos de exploración a disposición del ingeniero para obtener muestras inalteradas y datos adicionales que permitan un mejor proyecto y construcción de una obra.

b) *Muestreo con tubos de pared delgada*

Desde luego de ningún modo y bajo ninguna circunstancia puede obtenerse una muestra de suelo que pueda ser rigurosamente considerada como inalterada. En efecto, siempre será necesario extraer al suelo de un lugar con alguna herramienta que inevitablemente alterará las condiciones de esfuerzo en su vecindad; además, una vez la muestra dentro del muestreador no se ha encontrado hasta hoy y es dudoso que jamás llegué 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>3</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-

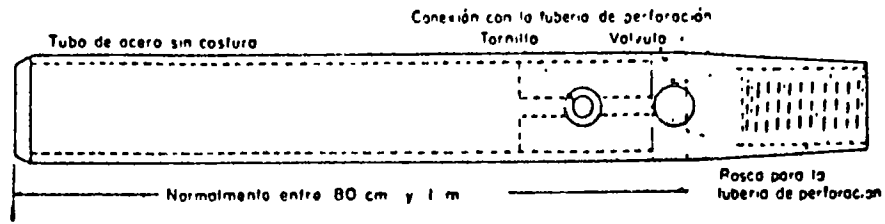


por de 10% en muestreadores de 5 cm (2 pulgadas) de diámetro interior, hoy de escaso uso por requerirse en general muestras de mayor diámetro y, aunque en muestreadores de mayor diámetro pueden admitirse valores algo mayores, no existen motivos prácticos que impidan satisfacer fácilmente el primer valor.

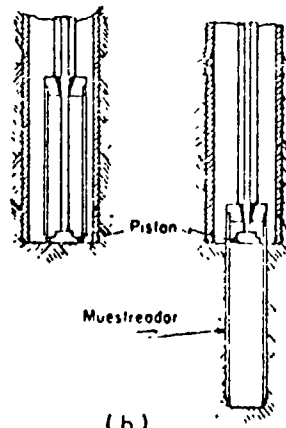
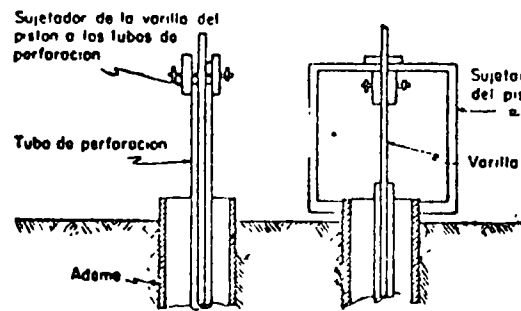
En la fig. A-9.a aparece uno de los tipos más comunes de muestreador de pared delgada: en la parte *b* de dicha figura se muestra un tipo más elaborado de muestreador de pistón, que tiene por objeto eliminar o casi eliminar la tarea de limpia del fondo del pozo previa al muestreo, necesaria en los muestreadores 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 hince libremente (pistón retráctil) o bien fijado el pistón en el nivel de muestreo por un mecanismo accionado desde la superficie; se hince el muestreador relativamente al pistón hasta que se llena de suelo (pistón fijo). En la Fig. A-9.c se muestra un esquema de un dispositivo aplicador de presiones de 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 remoldada de la superficie de la muestra expulsa agua hacia el interior de la misma aumentando, por lo tanto, su resistencia y adherencia con el muestreador.

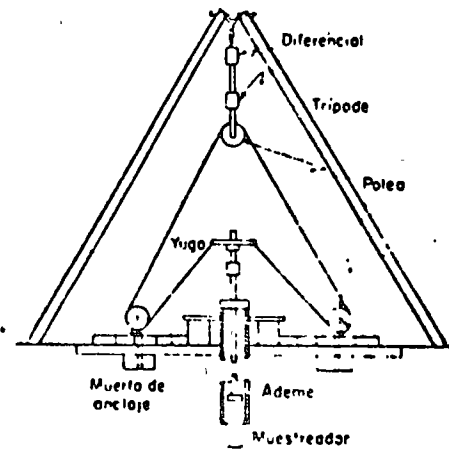
En arenas, especialmente en las situadas bajo el nivel freático se tiene la misma dificultad, la cual hace necesario recurrir a procedimientos especiales y costosos para darle al material una "cohesión" que le permita conservar su estructura y adherirse el muestreador. La inyección de emulsiones asfálticas o el congelamiento de la zona de muestreo son métodos que se han usado algunas veces en el pasado. Desafortunadamente el problema no es de vital importancia en la práctica de la Mecánica de Suelos dado que la prueba estándar de penetración, al informar sobre la compacidad de los mantos arenosos, proporciona el dato más útil y generalmente en forma suficientemente aproximada, de las características de los mismos.



(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 bolco o grava pueden ser atravesadas con barretones o herramientas pesadas similares, manejadas a percusión. Pero estos métodos no suelen dar un resultado conveniente en roca más o menos sana y además tienen el inconveniente básico de no proporcionar muestras de los materiales explorados. Cuando un gran bloque o un estrato rocoso aparezcan en la perforación se hace indispensable recurrir al empleo de máquinas perforadoras a rotación, con broca de diamantes o del tipo cáliz.

En las primeras, en el extremo de la tubería de perforación va colocado un muestreador especial, llamado de "corazón", en cuyo extremo inferior se acopla una broca de acero duro con incrustaciones de diamante industrial, que facilitan la perforación.

En las segundas, los muestreadores son de acero duro y la penetración se facilita por medio de municiones de acero que se echan a través de la tubería hueca hasta la perforación y que actúan como abrasivo. En roca muy fracturada puede existir el peligro de que las municiones se pierdan. Perforadoras tipo cáliz se han construido con diámetros muy grandes, hasta para hacer perforaciones de 3 m; en estos casos, la máquina penetra en el suelo con la misma broca.

La colocación de los diamantes en las brocas depende del tipo de roca a atacar. En rocas duras es recomendable usar brocas con diamantes tanto en la corona como el interior para reducir el diámetro de la muestra, y en el exterior para agrandar la perforación y permitir el paso del muestreador con facilidad. En rocas medianamente duras suele resultar suficiente emplear brocas con inserciones de carburo de tungsteno en la corona. En rocas suaves, del tipo de lutitas, pizarras, etc., basta usar broca de acero duro en diente de sierra.

En la Fig. A-10 aparece un esquema de una máquina perforadora (que, incidentalmente, puede usarse también para el 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

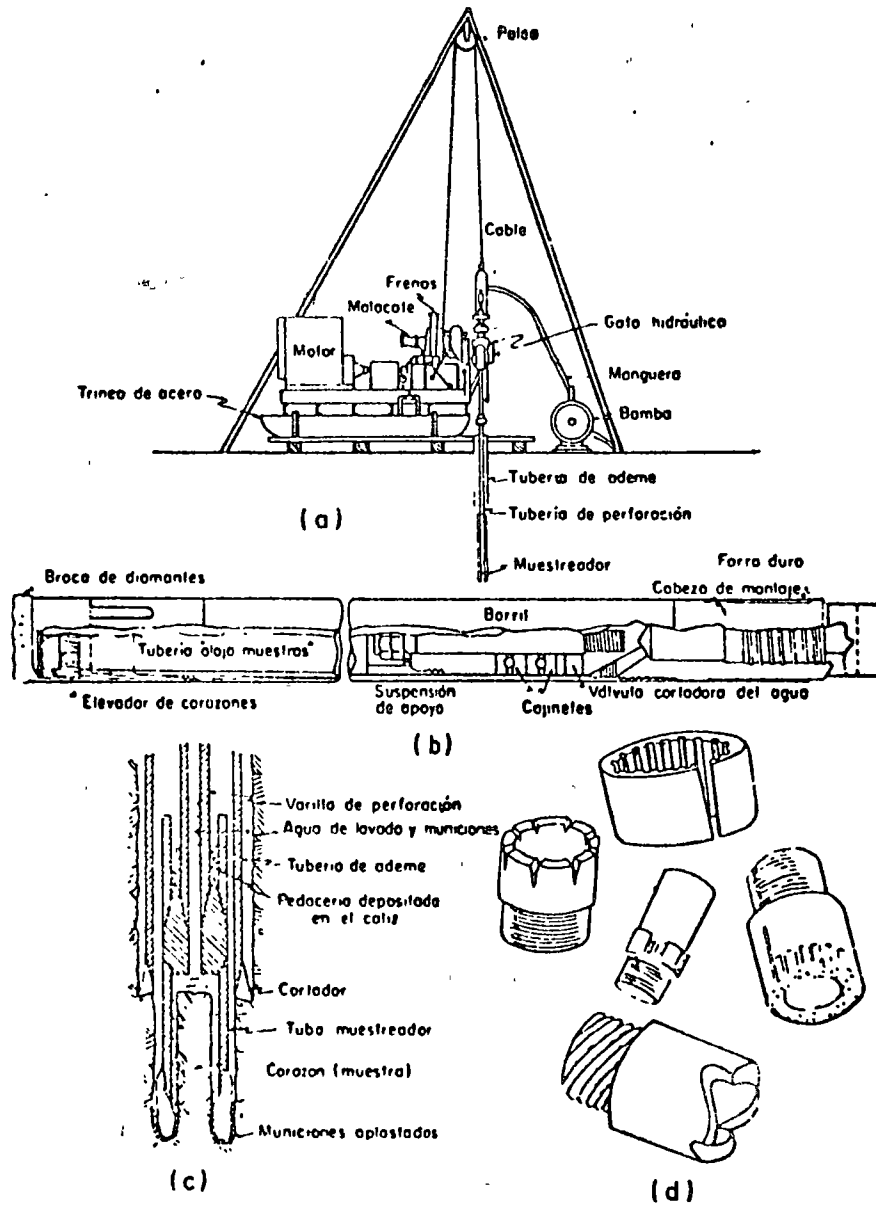


FIG. A-10. Equipo para muestreo en roca  
 a) Máquina perforadora  
 b) Muestreador para broca de diamante  
 c) Muestreador tipo cápsula  
 d) Algunos tipos de brocas

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 reemplaza 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 $\frac{1}{4}$	37.5	1 $\frac{1}{2}$	20.5	$\frac{7}{8}$
Ax	57	2 $\frac{1}{4}$	47.5	1 $\frac{3}{4}$	20.5	$\frac{1}{4}$
Bx	73	2 $\frac{3}{4}$	51.5	2 $\frac{1}{4}$	42	1 $\frac{3}{8}$
Nx	89	3 $\frac{1}{4}$	75.5	2 $\frac{3}{4}$	55	2 $\frac{1}{2}$

Probablemente las tuberías Ax y Bx son las más usadas.

Las máquinas perforadoras suelen poder variar su velocidad de rotación en intervalos muy amplios (frecuentemente de 40 a 1,000 rpm) y pueden ser de avance mecánico o hidráulico. En las primeras, la máquina gira a velocidad uniforme y las variaciones se logran con un juego de engranaje adicional; en las segundas, muy preferibles, la propia máquina puede variar su velocidad.

## D Métodos de exploración indirecta. Métodos geofísicos.

Cada día es mayor el uso que se hace de los métodos geofísicos en el campo de las exploraciones ingenieriles en general y de las vías terrestres en particular. En estas últimas, tales métodos de exploración pueden rendir excelentes frutos por su capacidad para explorar grandes extensiones a un costo relativamente bajo y con una precisión que con mucha frecuencia resulta suficiente.

La Geofísica (Ref. 53) es una ciencia que generalmente permite relacionar parámetros físicos del subsuelo puestos en evidencia por la geología superficial o no, y establecer las características geológicas del espesor estudiado; a veces permite explicar y comprobar algunas teorías sobre la constitución del globo terrestre.

Un fenómeno que se pueda medir en la superficie y que se correlacione de una manera u otra con la estructura subterránea puede ser la base de un método geofísico de prospección.

Los métodos que más se utilizan en la actualidad son los siguientes:

- Magnético
- Gravimétrico
- Radiactivo
- Geotérmico
- Sísmico
- Eléctrico

De estos métodos, los dos últimos son, los mucho más usados en las tecnologías conectadas con el proyecto y la construcción de vías terrestres. A continuación se reseñan brevemente los métodos citados, enfatizando un poco más en los dos últimos. El lector de esta obra encontrará más detalles en las Refs. 17, 48, 49 y 53, cuyas listas de referencias y bibliografía le proporcionarán el material suficiente para un estudio especializado.

*Método magnético.* Es el más antiguo de todos los métodos geofísicos. Consiste en determinar el valor del campo magnético terrestre en diferentes puntos, correlacionándolo con las formaciones geológicas

Tabla III-4  
Muestreo en Suelos

<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 postadora, 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 cortante	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 cortante, porosidad, permeabilidad al aire	Inalterada	Muestras de 2.2 cm a 2.9 cm (1/8" y 1/1/8", barras EX y AX, respectivamente). Preferible de 4.13 cm a 5.40 cm (1-5/8" a 2-1/8", barras B y NX, respectivamente). En roca suave o muy fracturada conviene llegar a muestra hasta 15 cm de diámetro.

que ejerzan influencia local. Únicamente rinde buenos frutos en exploraciones a gran escala, muy superior a la que rige en el campo de las vías terrestres.

**Método gravimétrico.** La prospección gravimétrica ha sido muy utilizada en todo el mundo para investigaciones 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 sería indicación de la presencia de masas ligeras o cavernas y oquedades.

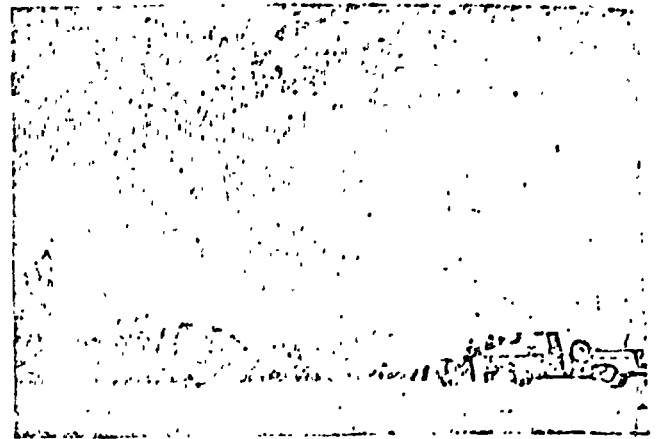
En la actualidad afirman los especialistas del ramo que la precisión de los aparatos disponibles permite descubrir la existencia de fallas, grietas y fisuras importantes o rellenos de materiales recientes en hondonadas antiguas. Persiste sin embargo la dificultad interpretativa para situar las anomalías en profundidad.

No existe todavía experiencia suficiente en la aplicación de este método al campo de las vías terrestres, pero es indudable que el desarrollo de aparatos medidores de alta precisión lo hace hoy mucho más atractivo de lo que fue en el pasado y seguramente justifica su aplicación, por lo menos en vía experimental. Por el momento el costo de aplicación del método es alto.

**Método radiactivo.** Consiste en registrar la radiación que llega a la atmósfera procedente de las formaciones del subsuelo. De la diferencia acusada en estas radiaciones puede inferirse la naturaleza y ciertas características de las formaciones geológicas del perfil de suelos local. Las rocas ricas en materia activa emiten mucha radiación; las fuentes radiactivas tienen 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

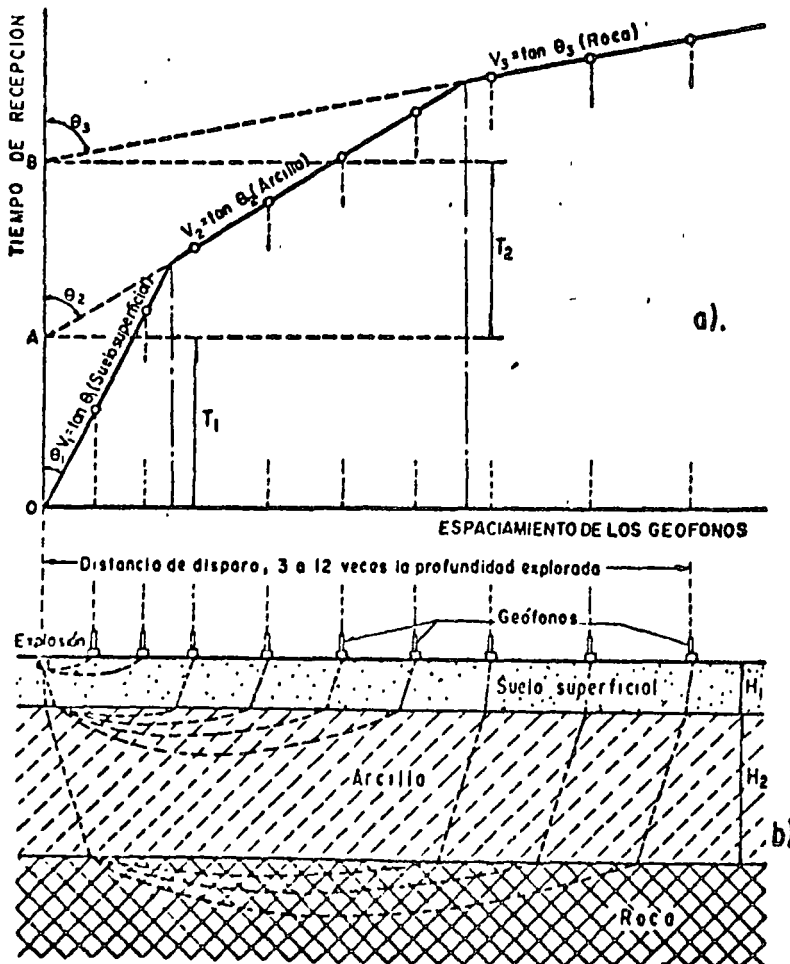


Figura III-16. Método sísmico por refracción.

Tabla III-5  
Velocidad de propagación de ondas clásicas 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
Bolcos 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; después requiere explosivos
Aglomerados	—	0.2-0.9	Arable
Conglomerados	—	1.0-3.0	Generalmente explosivos
Esista	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, escropa 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

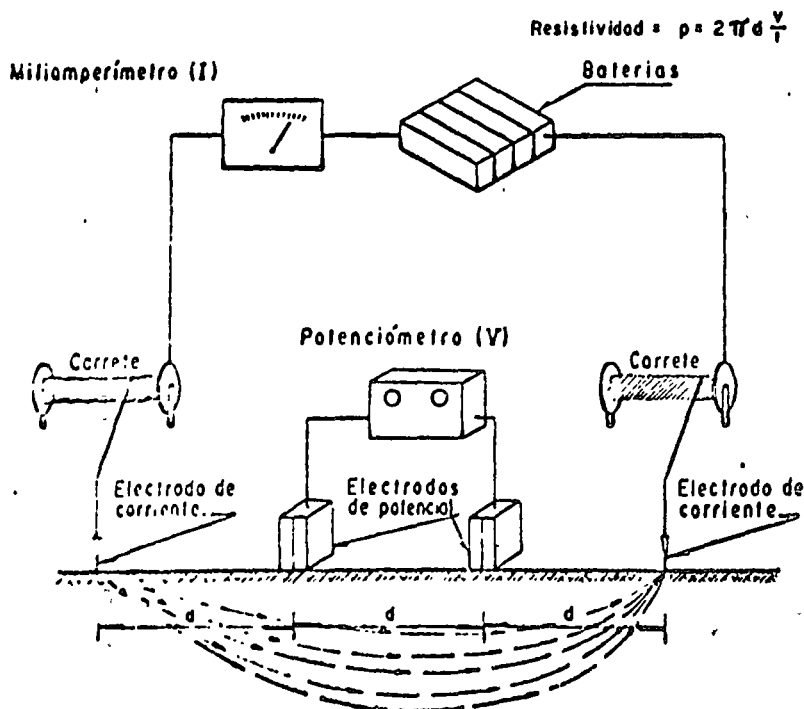


Figura III-17. Esquema del dispositivo para exploración geofísica por el método de resistividad eléctrica.

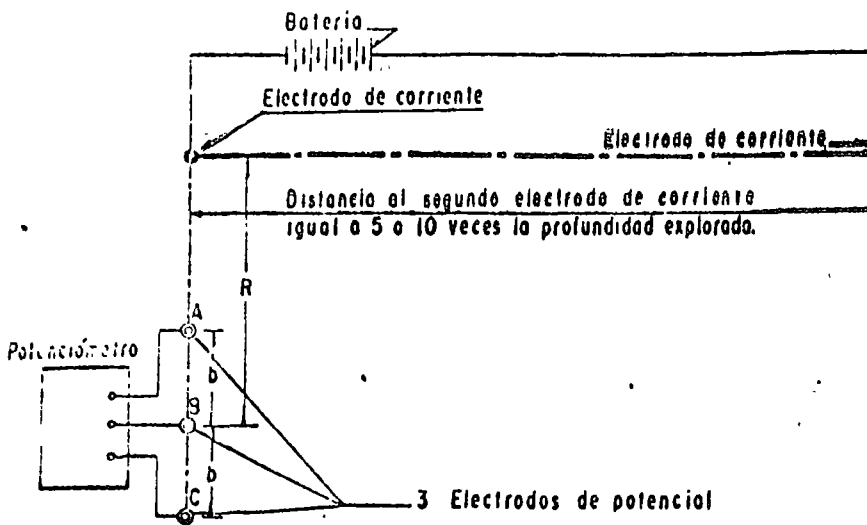


Figura III-18. Método eléctrico de la caída de potencial (Ref. 48).

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

ROCAS Y FLUIDOS	Resistividad $\rho$ , en oh.m.							
	$10^{-1}$	1	10	$10^2$	$10^3$	$10^4$	$10^5$	$10^6$
Arenillas	-----		-----					
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 cuarcíticos o calcáreos			-----		-----			
Areniscas macizas			-----		-----			
Areniscas porosas	-----		-----					
Caliza maciza			-----		-----			
Caliza porosa	-----		-----					
Granito macizo			-----		-----			
Granito meteorizado			-----		-----			
Onix macizo			-----		-----			
Lutitas			-----		-----			
Anhidrido			-----		-----		-----	
Sal			-----		-----		-----	

[Según M. Méndez Arco]

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 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.

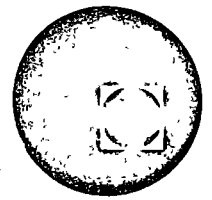
## REFERENCIAS

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. G. *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 PROFUNDAS

ESTUDIOS DE SUELOS EN CAMPO Y  
LABORATORIO

ING. GABRIEL GARCIA ALTAMIRANO

Notas tomadas del libro "La Ingeniería  
de suelos en las Vías Terrestres" de los  
Ings. Alfonso Rico y Hermilo del Castillo

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





PROPIEDADES MECANICAS E HIDRAULICAS DE SUELOS  
Y ROCAS.

## Breves nociones de mecánica de suelos

### I-1 INTRODUCCION

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

Las vías terrestres así definidas se construyen fundamentalmente de tierra y sobre tierra. Desde hace ya bastante tiempo, la técnica moderna ha reconocido la influencia que sobre una estructura de esta naturaleza tiene el terreno que le sirve de apoyo, entendiéndose por tal no 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, jui-

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 afecten a los suelos.

En la Fig. I-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.

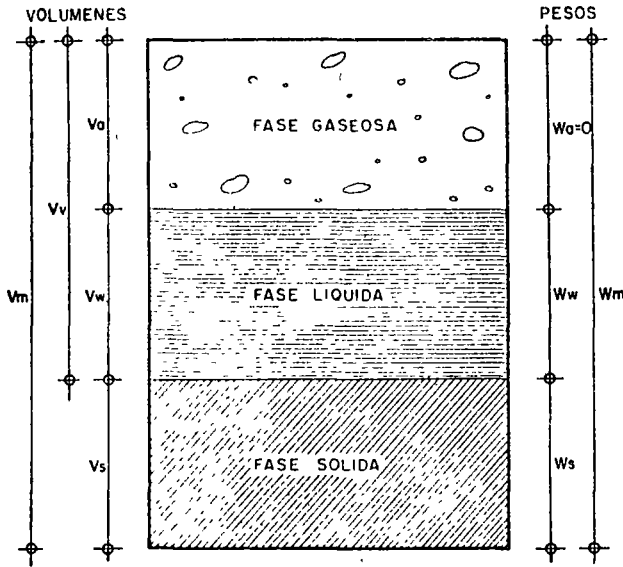


Figura I-1. Esquema de una muestra de suelo en la que se acotan los pesos y volúmenes usados.

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:

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

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:

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

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

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

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

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

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

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

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

y el peso volumétrico sumergido de los sólidos:

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

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

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

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

y

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

#### 1-4 CARACTERISTICAS 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; ello es debido a que en estos granos la relación entre el área de su superficie y su peso (superficie específica) alcanza valores de consideración, cobrando mucha significación las fuerzas electromagnéticas desarrolladas en la superficie de los compuestos minerales. La estructura interna de las arcillas puede concebirse en forma elemental según las ideas que se exponen a continuación. En las referencias 3 y 4 podrán encontrarse algunos estudios que permitirán al lector ahondar un poco más en la cuestión fundamental de la físico-química de las arcillas, tema al que se concede cada día mayor importancia en la Mecánica de Suelos y que resulta de fundamental utilidad para explicar el comportamiento macroscópico de las formaciones terreas que el ingeniero encuentra en su actividad diaria.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

y el peso volumétrico sumergido de los sólidos:

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

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

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

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

y

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

#### 1.4 CARACTERISTICAS 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; ello es debido a que en estos granos la relación entre el área de su superficie y su peso (superficie específica) alcanza valores de consideración, cobrando mucha significación las fuerzas electromagnéticas desarrolladas en la superficie de los compuestos minerales. La estructura interna de las arcillas puede concebirse en forma elemental según las ideas que se exponen a continuación. En las referencias 3 y 4 podrán encontrarse algunos estudios que permitirán al lector ahondar un poco más en la cuestión fundamental de la físico-química de las arcillas, tema al que se concede cada día mayor importancia en la Mecánica de Suelos y que resulta de fundamental utilidad para explicar el comportamiento macroscópico de las formaciones 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 *in genere* 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 ella, por lo que es natural en estos cristales de los suelos finos que la actividad eléctrica de su superficie predomine por mucho sobre las fuerzas gravitacionales. Cuando las partículas son suficientemente pequeñas y los suelos se forman por deposición en un medio continuo, existen, como se verá más adelante,

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

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

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

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

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

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

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

Existen varias hipótesis sobre estructuración de los suelos finos. Terzaghi presentó originalmente las conocidas con los nombres de panaloide y floculenta (referencia 6) que se muestran en las figuras 1-2 y 1-3.

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

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



Figura 1-2. Estructura panaloide.

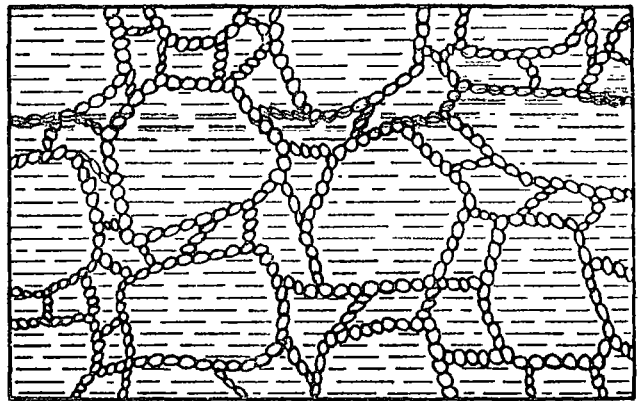


Figura 1-3. Esquema de estructura floculenta.

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.

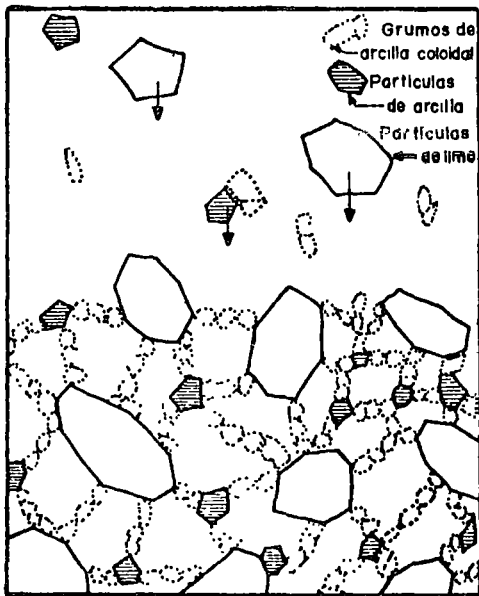
En la referencia 7, A. Casagrande presentó otra hipótesis de estructuración de suelos predominantemente finos, que aparece en la figura 1-4.

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 floculos 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 remoldeada, en que, por alguna razón, se ha roto el esqueleto y se transmite la carga a las masas de floculos no precomprimidos.

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

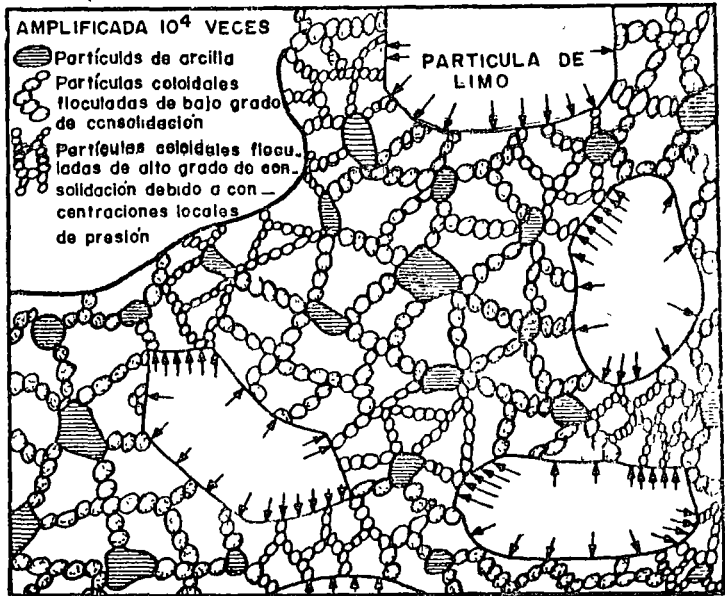
Si el efecto neto de las fuerzas atractivas y repulsivas entre dos cristales de arcilla es de atracción, las dos partículas se unirán (posiblemente arista contra cara plana); se dice entonces que están floculadas. Si la acción neta es repulsiva, se separarán, dando lugar a una estructura dispersa. La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

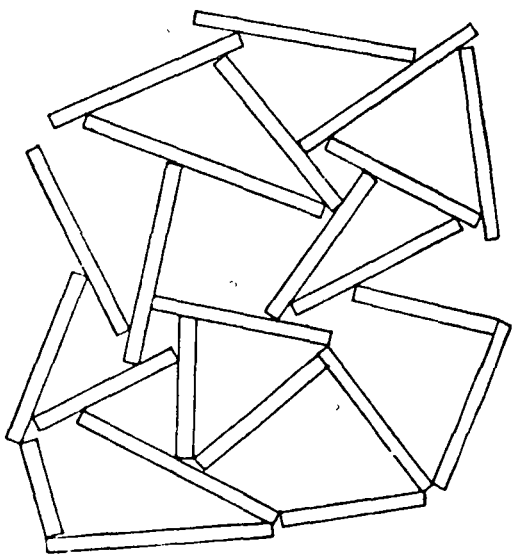


Figura I-5. Estructura en "castillo de naipes".

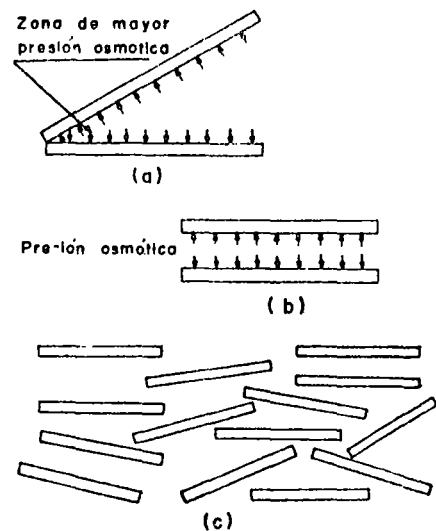
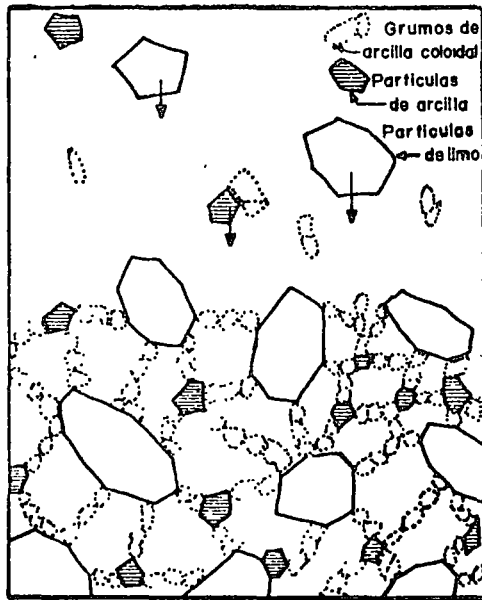
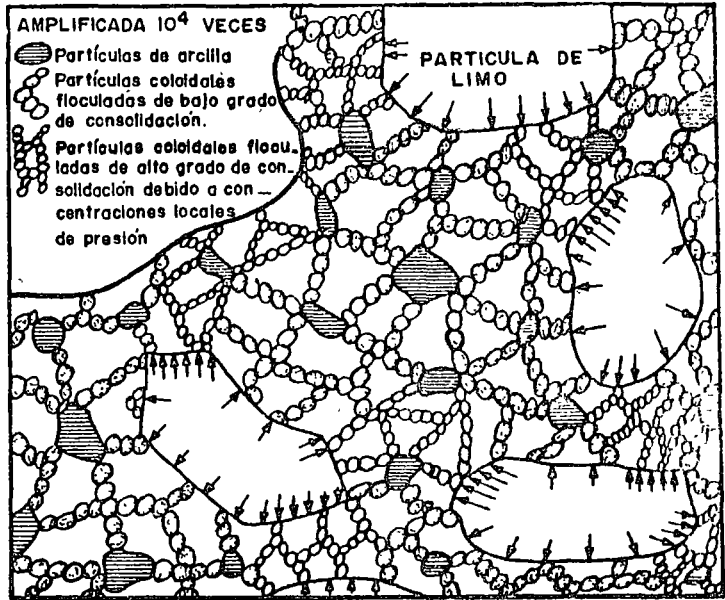


Figura I-6. Estructura dispersa.



(a)

En formación



(b)

Ya formada

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

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

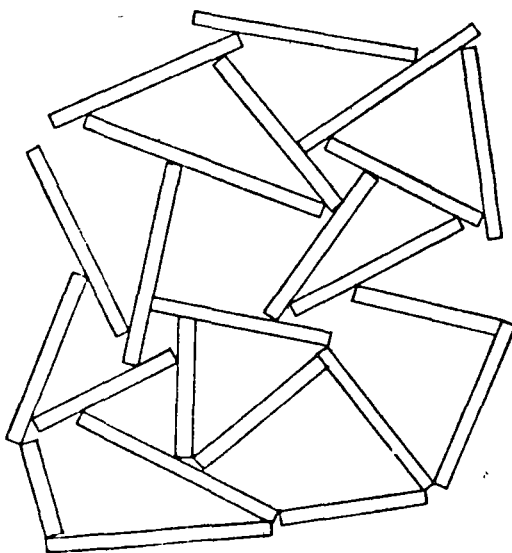


Figura I-5. Estructura en "castillo de naipes".

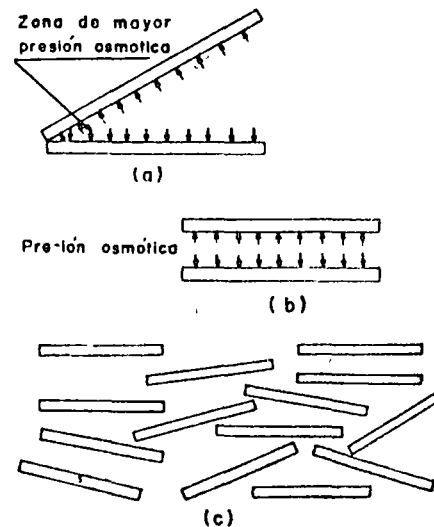


Figura I-6. Estructura dispersa.

## 1.5 GRANULOMETRIA DE LOS SUELOS

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

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

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

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

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

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

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

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

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

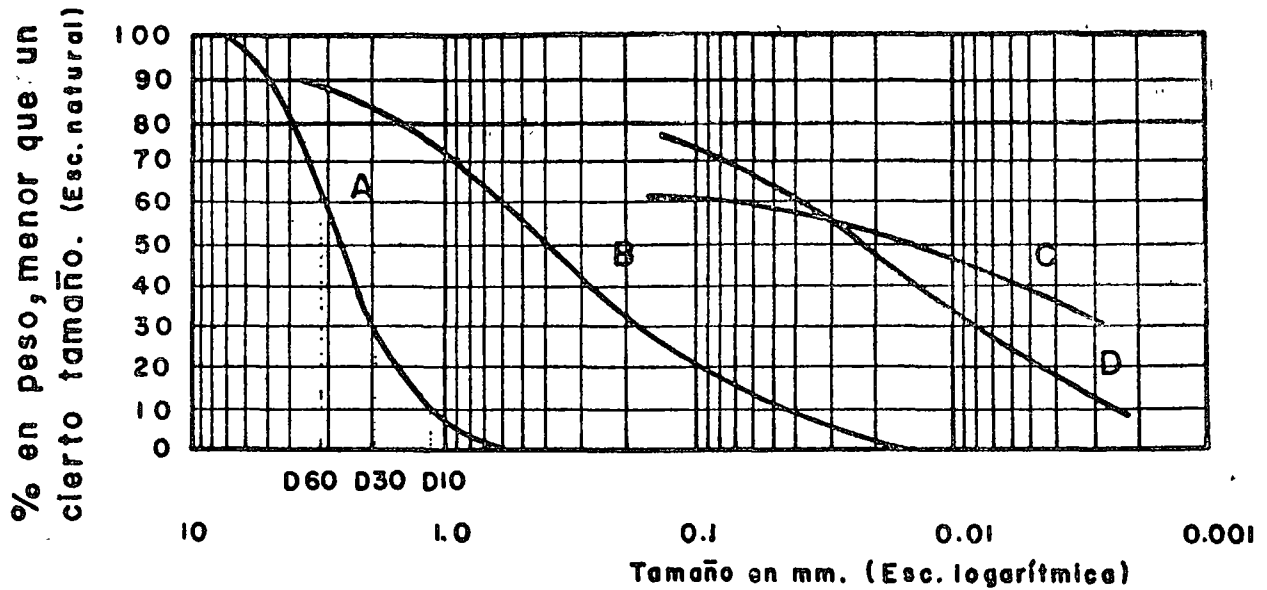


Figura 1-7. Curvas granulométricas de algunos suelos. A) Arena muy uniforme de Ciudad Cuauhtémoc, México. B) Suelo bien graduado, Puebla, México. C) Arcilla del Valle de México (curva obtenida con hidrómetro). D) Arcilla del Valle de México (curva obtenida con hidrómetro).

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

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

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

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

en donde:

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

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

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

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

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

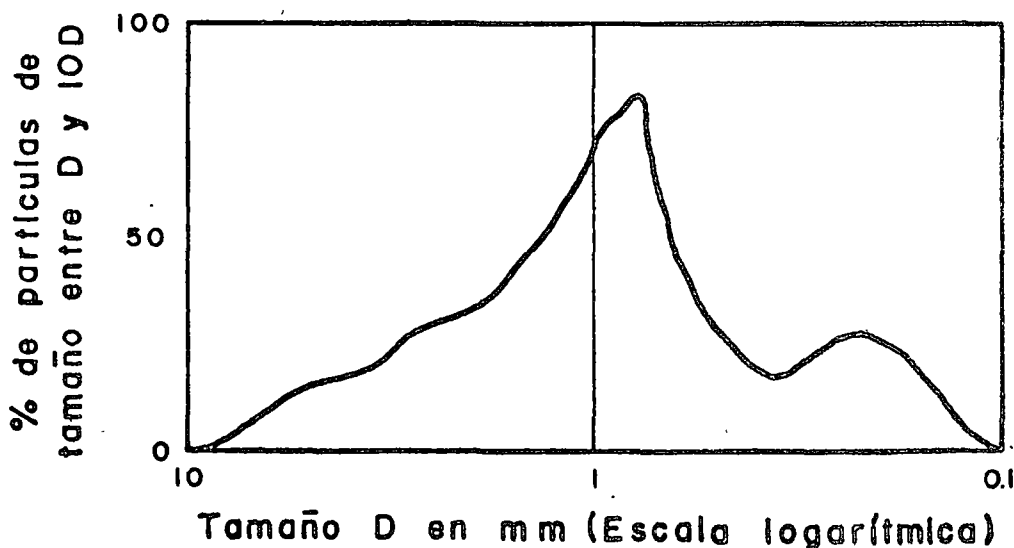


Figura 1-8. Histograma de un suelo.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

La ley fundamental de que se hace uso en el procedimiento del hidrómetro es debida a Stokes, y proporciona una relación entre la velocidad de sedimentación de las partículas del suelo en un fluido y el tamaño de esas partículas. Esta relación puede establecerse empíricamente, haciendo observaciones con microscopio, o bien con procedimientos teóricos. Siguiendo estos últimos, G. G. Stokes en 1850 obtuvo una relación aplicable a una esfera que caiga en un fluido homogéneo de extensión infinita. Aun con esa limitación importante (pues las partículas reales de suelo se apartan muchísimo de la forma esférica) la ley de Stokes es 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 floculenta 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

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

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.

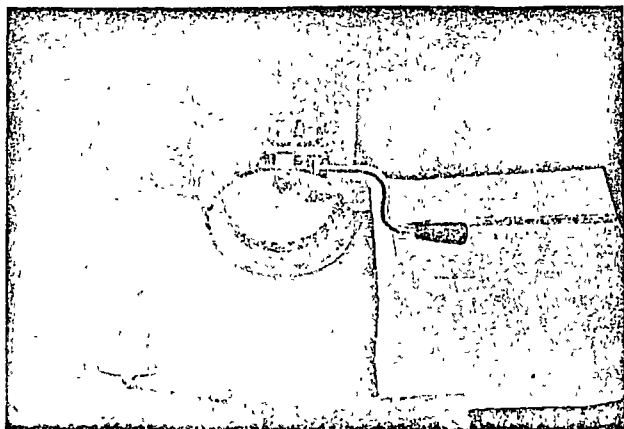
## 1-6. PLASTICIDAD

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

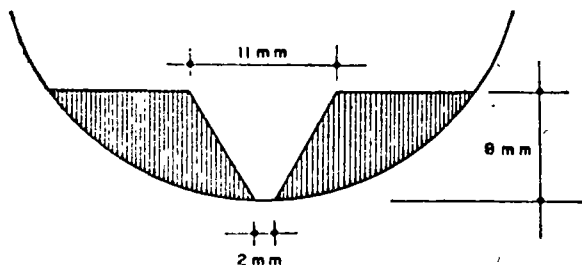


Figura 19. Dimensión de la ranura en la copa de Casagrande.

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

La frontera entre el estado plástico y el semisólido se denomina límite plástico. Este es también un determinado contenido de agua, propio de cada suelo, y referido a una prueba en que se hace rolar entre las palmas de las manos un cilindrito de suelo hasta que se agrieta y desmorona; el suelo está en el límite plástico si el desmoronamiento ocurre precisamente cuando el cilindrito tiene 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 canáculos 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.

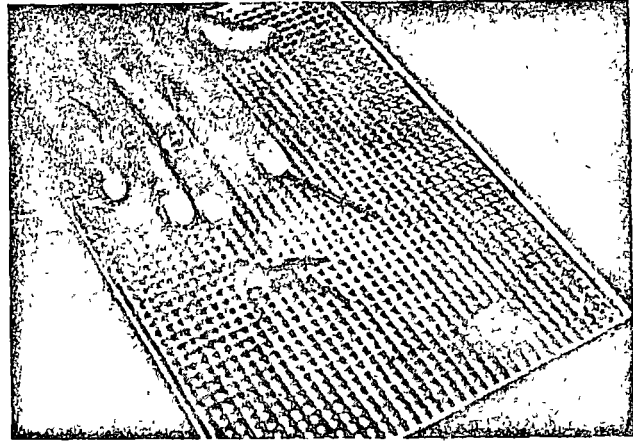
$$A = \frac{I_p}{\% \text{ de peso de suelo más fino que } 0.002 \text{ mm}} \quad (1-23)$$

La actividad puede valer 0.38 en arcillas caolínificas, 0.90 en arcillas illíticas 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

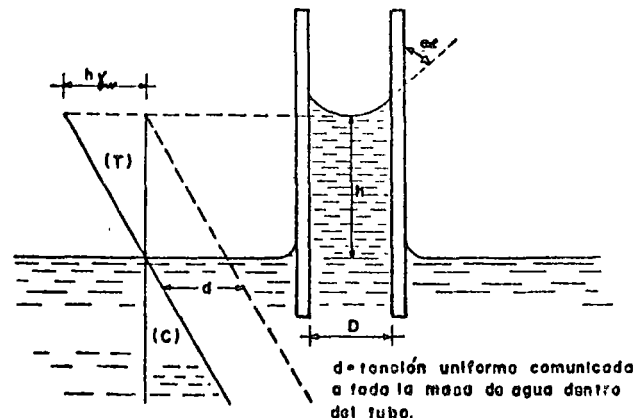


Figura I-10. Distribución de esfuerzos en un tubo capilar vertical.





Muestra de suelo fino secado por evaporación

agua ( $0.074 \frac{g}{cm}$  a  $20^{\circ}C$ , pues también es función de la temperatura),  $\alpha$  es el ángulo de contacto entre el agua y la pared del canáliculo (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

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

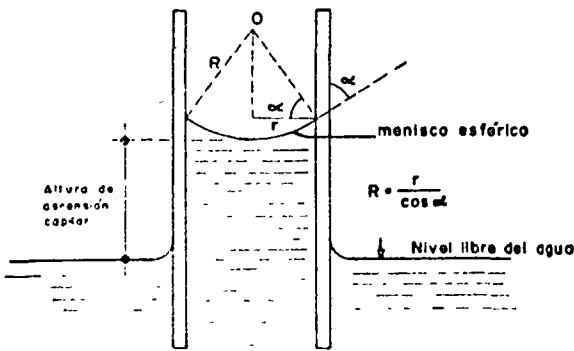


Figura I-11. Relación entre el radio del menisco y el radio del conducto capilar.

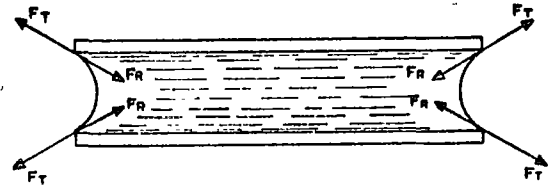


Figura I-12. Esquema que ilustra la generación de presiones capilares en un tubo capilar.

donde  $D$  es el diámetro del canáliculo 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 canáliculo de suelo, el cual se ha idealizado bajo la forma de un verdadero tubo capilar, tal como es común hacerlo en los análisis teóricos de estos temas.

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

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

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

de donde

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

En la expresión anterior  $u$  es el esfuerzo de tensión en el agua en  $\frac{g}{cm^2}$  y  $R$  el radio del menisco que forma el agua en el canáliculo. 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 canáliculos del propio suelo. Naturalmente éste depende, en primer lugar, del diámetro del propio canáliculo; 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 entré 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 volumétricamente.

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 canaliculos se irán formando meniscos cóncavos; al continuar el

proceso de evaporación, irá disminuyendo el radio de curvatura de los meniscos y aumentando, por lo tanto, el esfuerzo de tensión en el agua (expresión I-27) y, correspondientemente, los esfuerzos capilares de compresión actuantes sobre la estructura sólida del suelo que, por este efecto, se comprime. La evaporación seguirá disminuyendo el radio de curvatura de los meniscos y comprimiendo la estructura del suelo, hasta un punto en que la tensión capilar sea incapaz de producir mayor deformación; en tal momento comenzará la retracción de los meniscos hacia el interior de la masa de suelo. Macroscopicamente 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 desea regresar al ré-

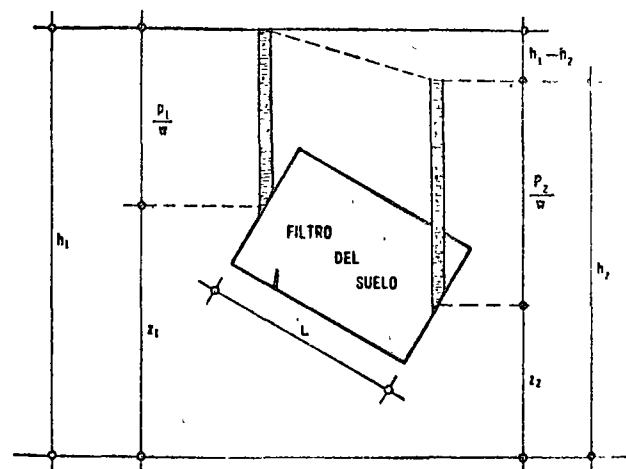


Figura I-13. Esquema del dispositivo experimental de Darcy.

gimen laminar por disminución de velocidad, se observa que la transición ocurre a una velocidad mayor que aquella en la que se pasó de régimen laminar a turbulento; esto sugiere la existencia de un intervalo de velocidad en el cual el flujo puede ser circunstancialmente laminar o turbulento. Reynolds (Ref. 14) encontró que existe una cierta velocidad en el agua (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.

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

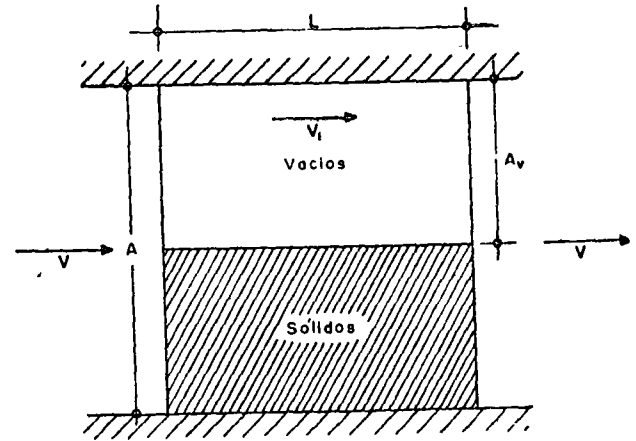


Figura I-14. Esquema que ilustra la distinción entre la velocidad de descarga y la de filtración.

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

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

$$A_v v_1 = Av$$

de donde

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

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

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

de donde

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

y

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

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

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

En rigor, la velocidad de filtración tampoco es una velocidad "real", puesto que el suelo no es como se muestra en el esquema de la Fig. 1-14, 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  $10^{-3}$  ó  $10^{-9}$  cm/seg en arcillas homogéneas montmoriloníticas o bentoníticas, situadas abajo de la zona de intemperismo. La permeabilidad típica de las arenas limpias puede ser del orden de  $10^{-2}$ - $10^{-3} \frac{\text{cm}}{\text{seg}}$ , llegando a valores de  $10^{-4} \frac{\text{cm}}{\text{seg}}$  en arenas muy finas; los limos y depósitos de morena glacial pueden tener permeabilidades tan bajas como  $10^{-6}$ - $10^{-8} \frac{\text{cm}}{\text{seg}}$ . 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 substituya 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

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

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

**1-9 LOS CONCEPTOS DE ESFUERZO EFECTIVO Y ESFUERZO NEUTRAL**

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

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

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

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

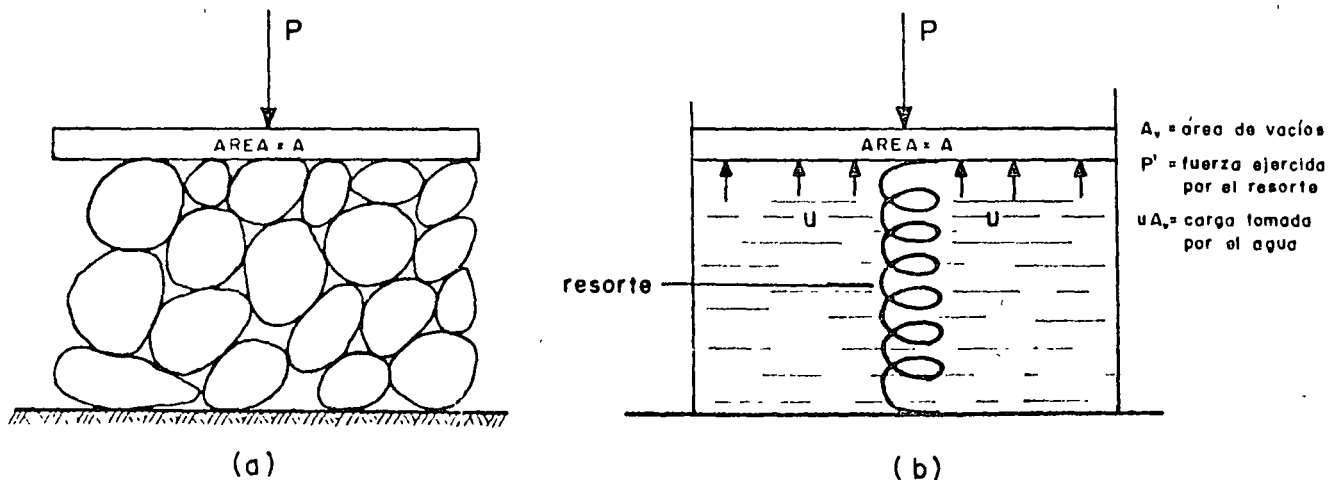


Figura 1-15. Distribución de los efectos de una carga exterior en una masa de suelo.

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

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

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

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

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

## I-10 RELACIONES ESFUERZO-DEFORMACION

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

La prueba de consolidación fue originalmente desarrollada por Terzaghi.

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

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

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

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

PRUEBA	COMPRESION ISOTROPA	COMPRESION CONFINADA (consolidómetro)	COMPRESION TRIAXIAL	PRUEBA DIRECTA
CONDICIONES BASICAS	 $\sigma_1 = \sigma_3$	 NO HAY MOVIMIENTO HORIZONTAL	 $P_c$ $\sigma_c$ CONSTANTE CUANDO SE APLICA $P_c$	 N T N CONSTANTE CUANDO SE APLICAT
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.

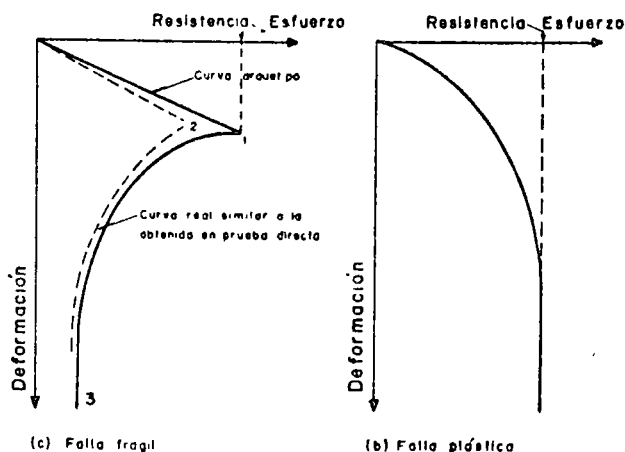


Figura I-17. Tipos de falla considerados en los suelos



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 aumente el esfuerzo que se le aplique, de manera que al llegar al esfuerzo máximo (resistencia máxima) el material ya no es capaz de movilizar mayor resistencia y, de hecho comienza a deformarse bajo esfuerzo constante (a no ser que haya alguna restricción exterior que impida tal deformación, como podría ser el hecho de que la masa de suelo que hubiese alcanzado la resistencia límite esté rodeada por otras masas de suelo con menores esfuerzos actuantes, que al estar sometidas a menores deformaciones impiden la deformación de la masa en fluencia) hasta la eventual ruptura, generalmente precedida por una zona de "endurecimiento", en la cual el material suele movilizar resistencias mayores que la de fluencia, al someterse a deformaciones próximas a la ruptura. Lo importante es, desde el punto de vista práctico, que un material de "falla plástica" continuará movilizándose 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 37.5%, 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 0.605 tenía comportamiento frágil, en tanto que con relación de vacíos de 0.834 su comportamiento era netamente plástico. Respecto a las arcillas pueden hacerse comentarios similares, si bien en este caso son más los factores que intervienen, según habrá ocasión de discutir más adelante.

## I-11 COMPRESIBILIDAD DE SUELOS GRANULARES

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

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

Sin embargo, la ingeniería moderna ha impuesto otros usos a los suelos granulares. Como respaldos de las grandes presas que ahora se construyen o 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-

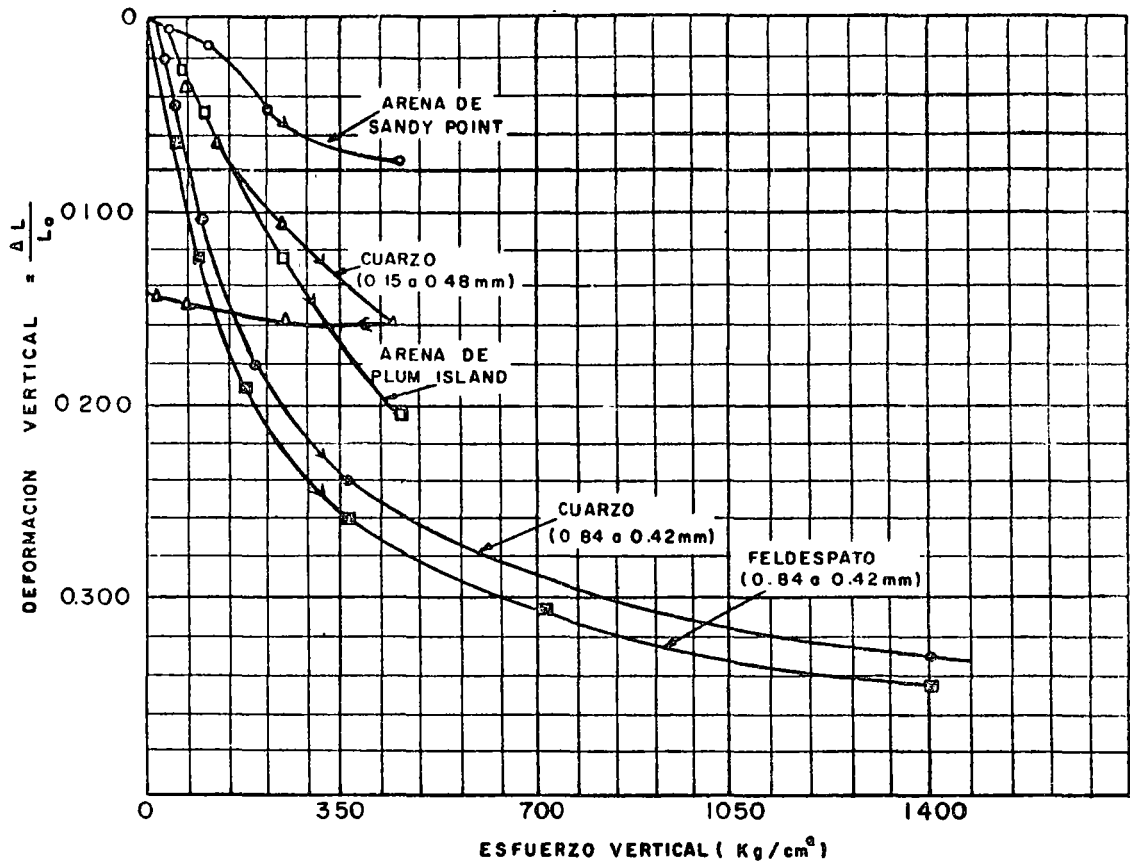


Figura I-18. Compresibilidad en pruebas de compresión confinada de varias arenas sujetas a muy altos niveles de esfuerzo (Ref. 14).

ponen, más el movimiento relativo entre ellas. Las deformaciones propias de las partículas pueden ser muy grandes, especialmente en sus contactos y consistentemente 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  $140 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ , más allá del cual el comportamiento fue plástico, debido al fracturamiento de las partículas individuales, que permitió grandes movimientos relativos. A partir de estos niveles de esfuerzo la deformación compactó a la arena.

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

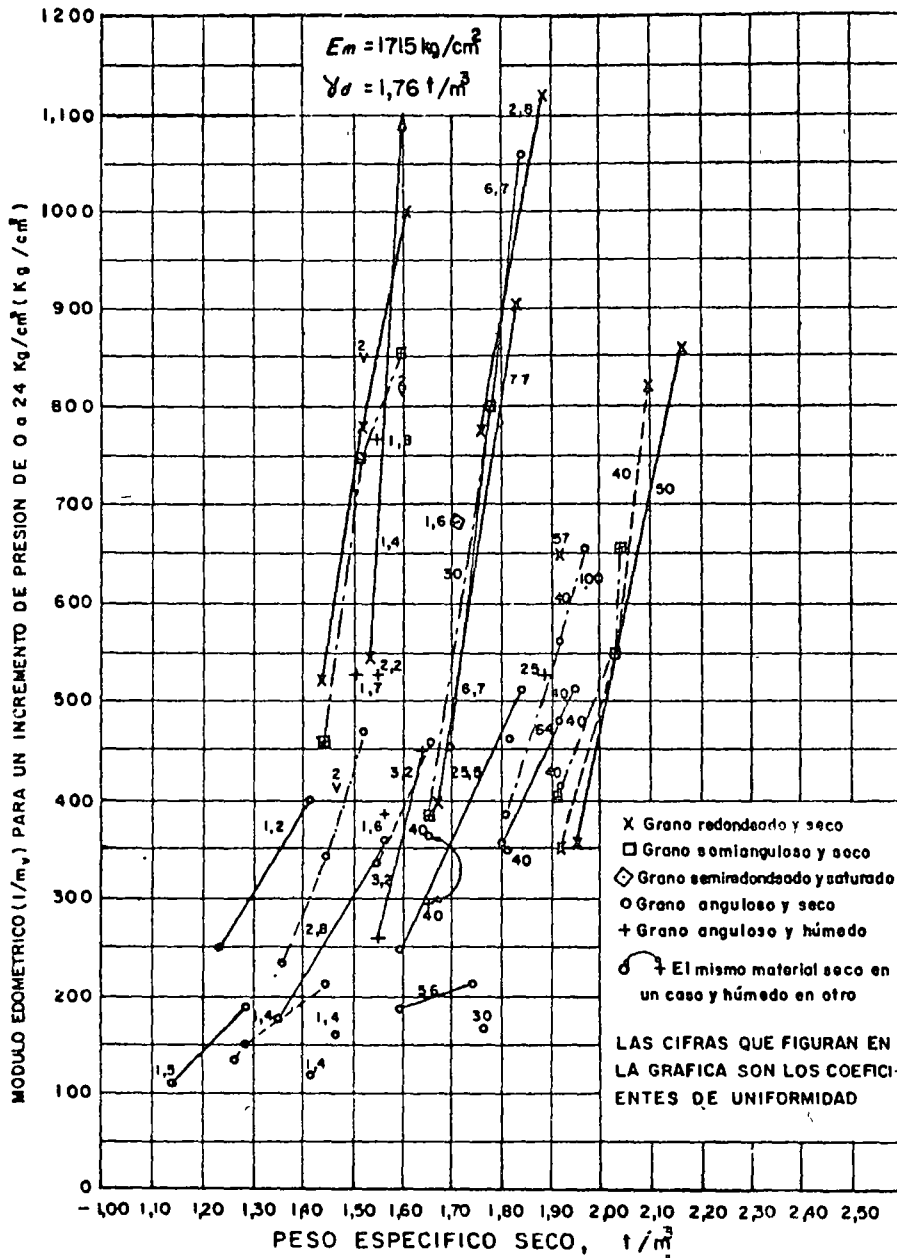


Figura I-19. Relación entre el módulo edométrico y el peso específico seco según diversos ensayos de laboratorio en materiales granulares (según Ref. 22)

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

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

Como ya se ha dicho, la deformación de suelos friccionantes en compresión confinada va 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 ( $E_m = \frac{1}{m_v}$  donde  $m_v$  es el módulo de variación volumétrica, tal como se define en la referencia 17, en la forma acostumbrada en la literatura estadounidense), correlacionándolo con el peso específico seco correspondiente a diversos grados de compactación.

Los puntos unidos en la figura corresponden al mismo material con distintos grados de compactación; puede observarse de inmediato cómo aumenta el módulo edométrico al compactar el material. También se ve como un mismo material es más compresible cuando está húmedo que en estado seco. Los materiales de grano 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 1-10, pero los que se tratarán con mayor detalle en párrafos siguientes de este capítulo.

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

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

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

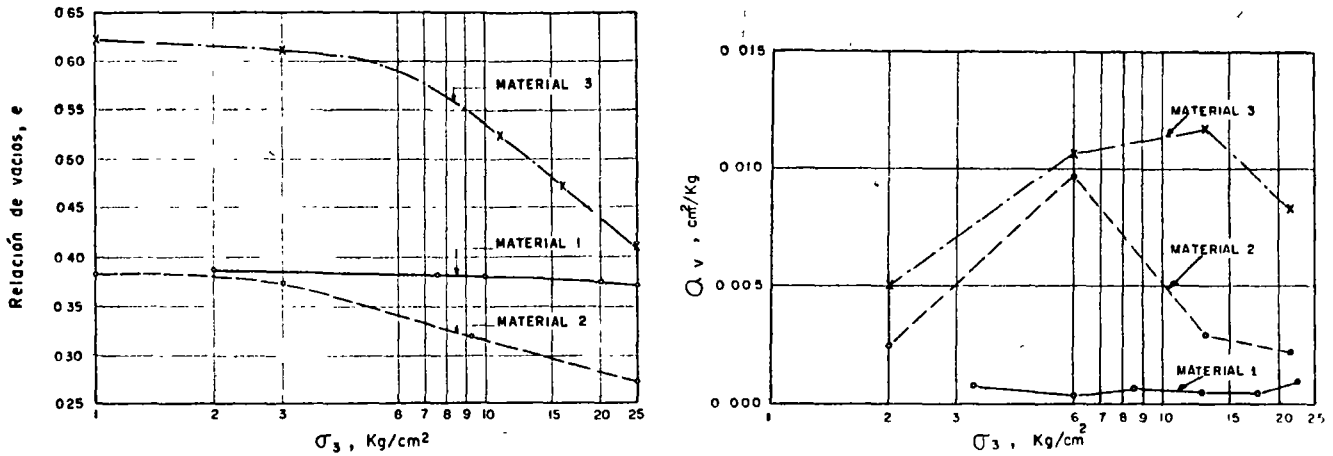


Figura I-20. Datos de compresibilidad para tres materiales de enrocamiento.

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  $2.11 \frac{\text{T}}{\text{m}^3}$ . El material 2 fue un gneiss granítico, producto de explotación con explosivos; las partículas presentaban capas delgadas de esquisto; su resistencia a la compresión sin confinar fue de  $740 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  y tenía un peso volumétrico seco de

$1.98 \text{ T/m}^3$ . El material 3 fue otro gneiss granítico con granulometría más uniforme que el 2 y con un peso volumétrico de  $1.62 \text{ ton/m}^3$ ; no se reportó 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.

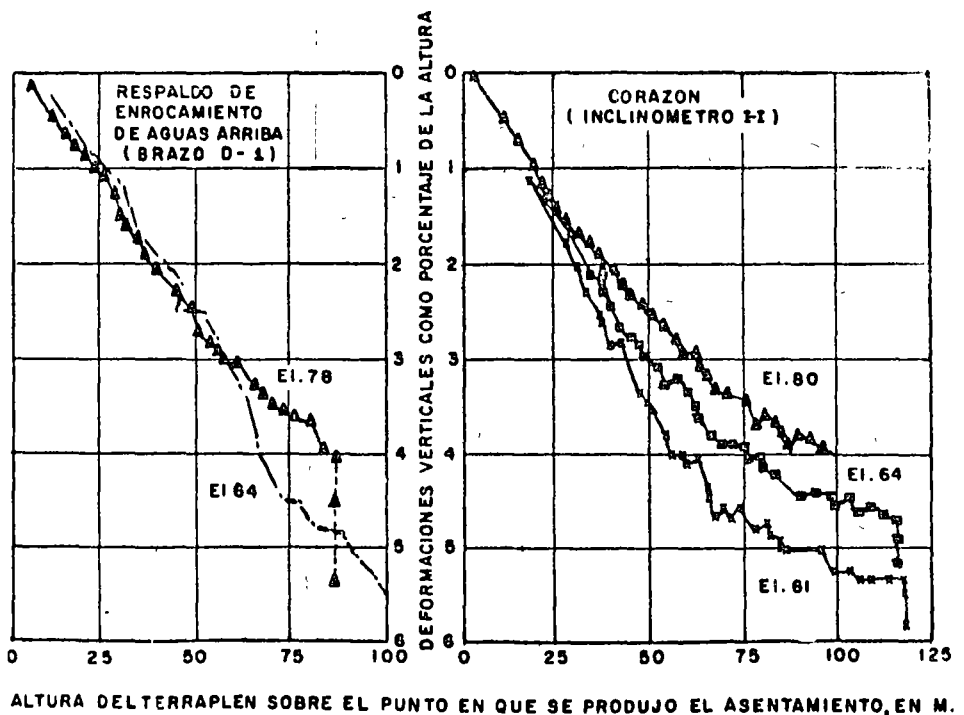
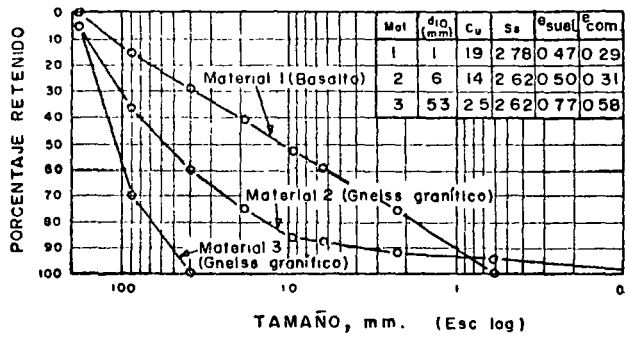
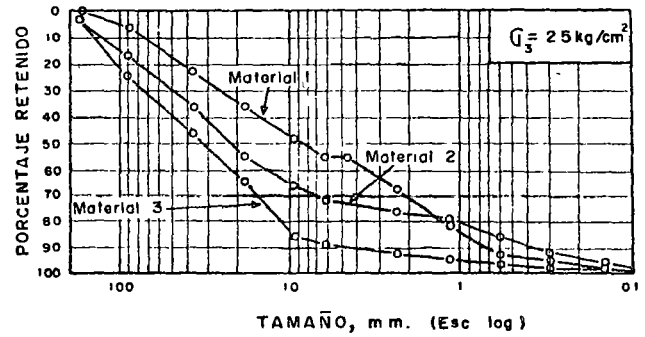


Figura I-21. Asentamiento en la presa de El Infiernillo (Ref. 26).

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



a. Antes de la prueba



b. Después de la prueba

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

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

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

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

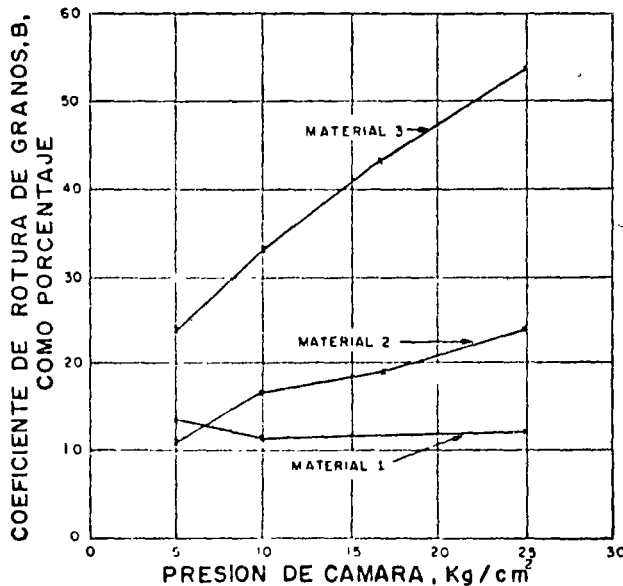


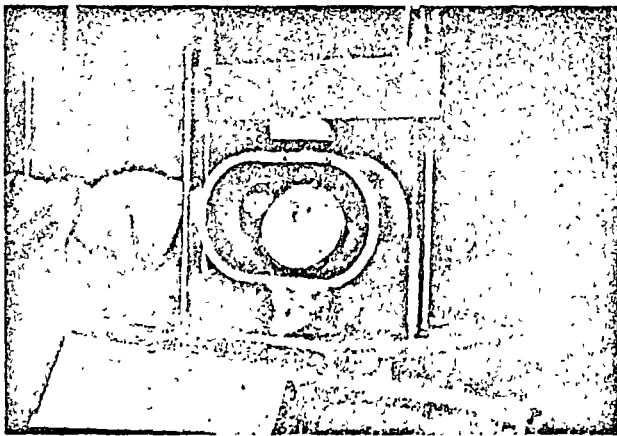
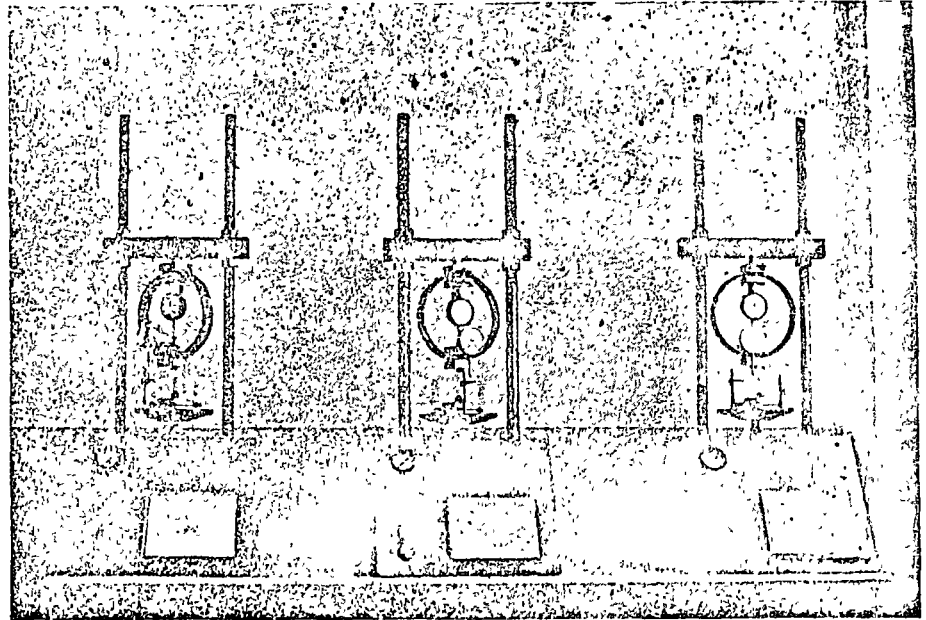
Figura I-23. Rotura de granos en pruebas triaxiales.

## 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 solicitaciones 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-

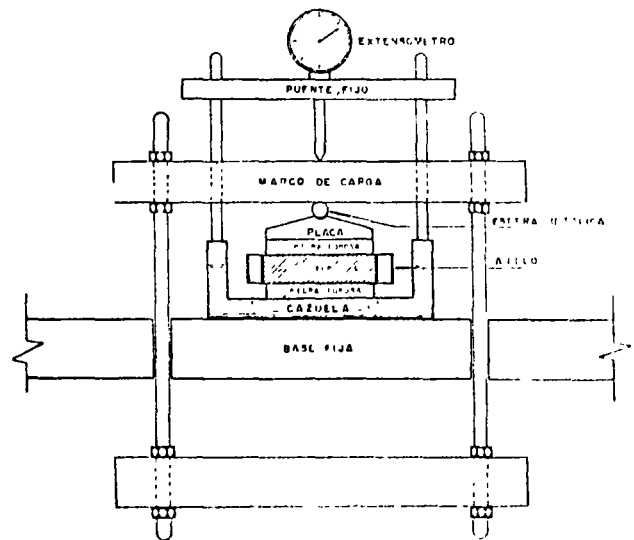


Figura 124. Detalle de la colocación de la muestra en el consolidómetro de anillo flotante.



Banco de consolidómetros

mación razonable, realizando la prueba de compresión confinada o de consolidación unidimensional (párrafo I-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 debidas 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. I-24). El consolidómetro mostrado en dicha figura es del tipo "de anillo flotante", hoy principalmente usado y así llamado porque se puede desplazar durante la consolidación del suelo.

Por medio del marco de carga mostrado en la

Fig. I-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

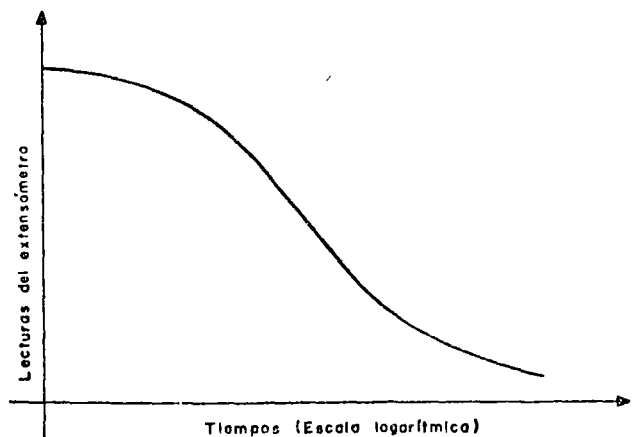


Figura I-25. Forma típica de la curva de consolidación en arcillas (fuera de escala).



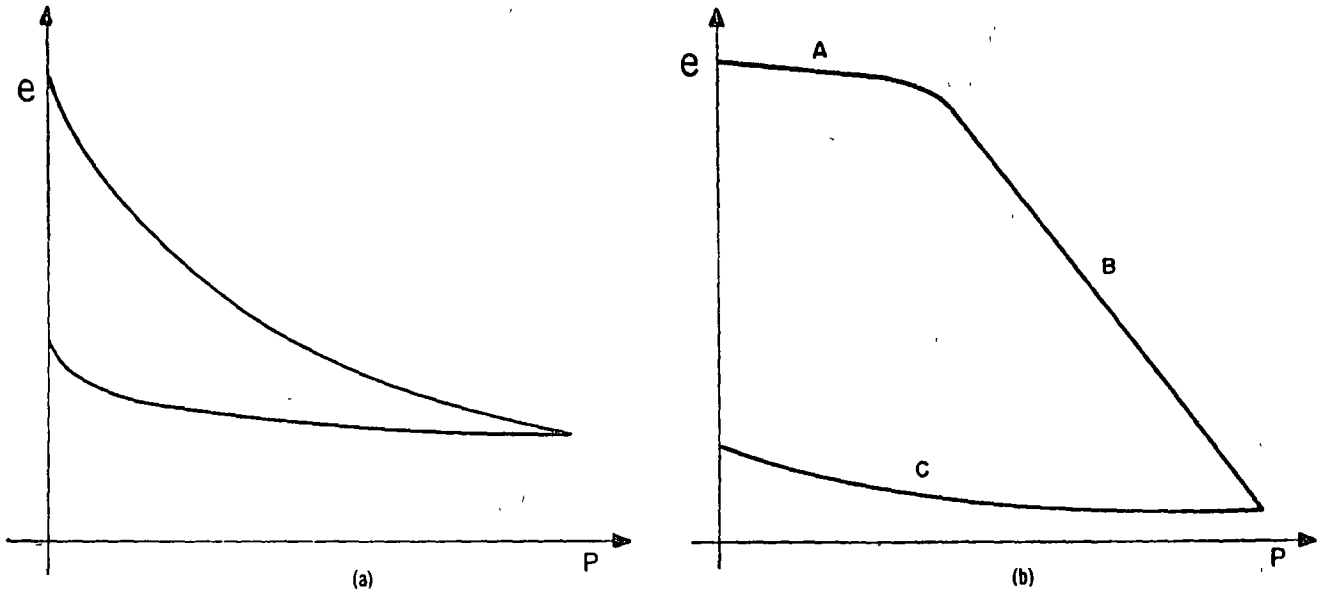


Figura 1-26. Forma típica de compresibilidad en suelos compresibles. a) Representación aritmética. b) Representación semi-logarítmica.

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

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

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

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

El tramo A de la curva de compresibilidad suele

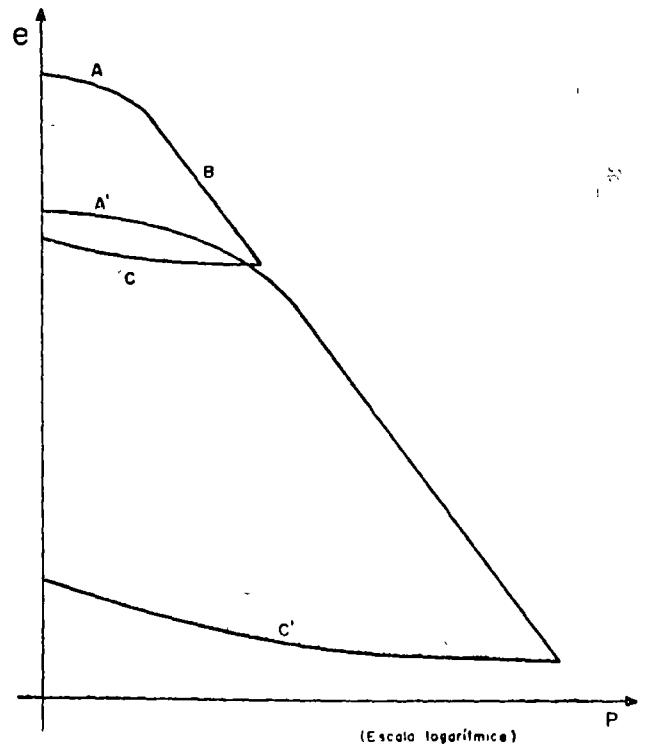


Figura 1-27. Curvas de compresibilidad para dos procesos de carga y descarga consecutivos.

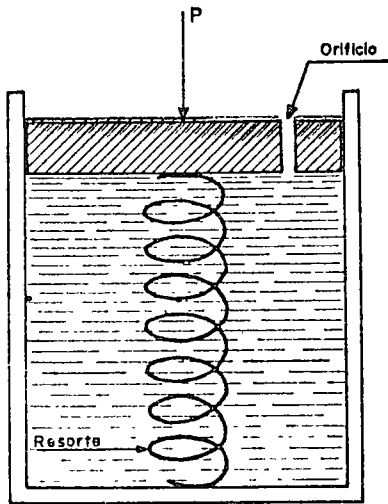


Figura I-28. Esquema del modelo mecánico de Terzaghi para la compresión de la consolidación de suelos finos.

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

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

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

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

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

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

Cuando se someta una muestra de suelo natural

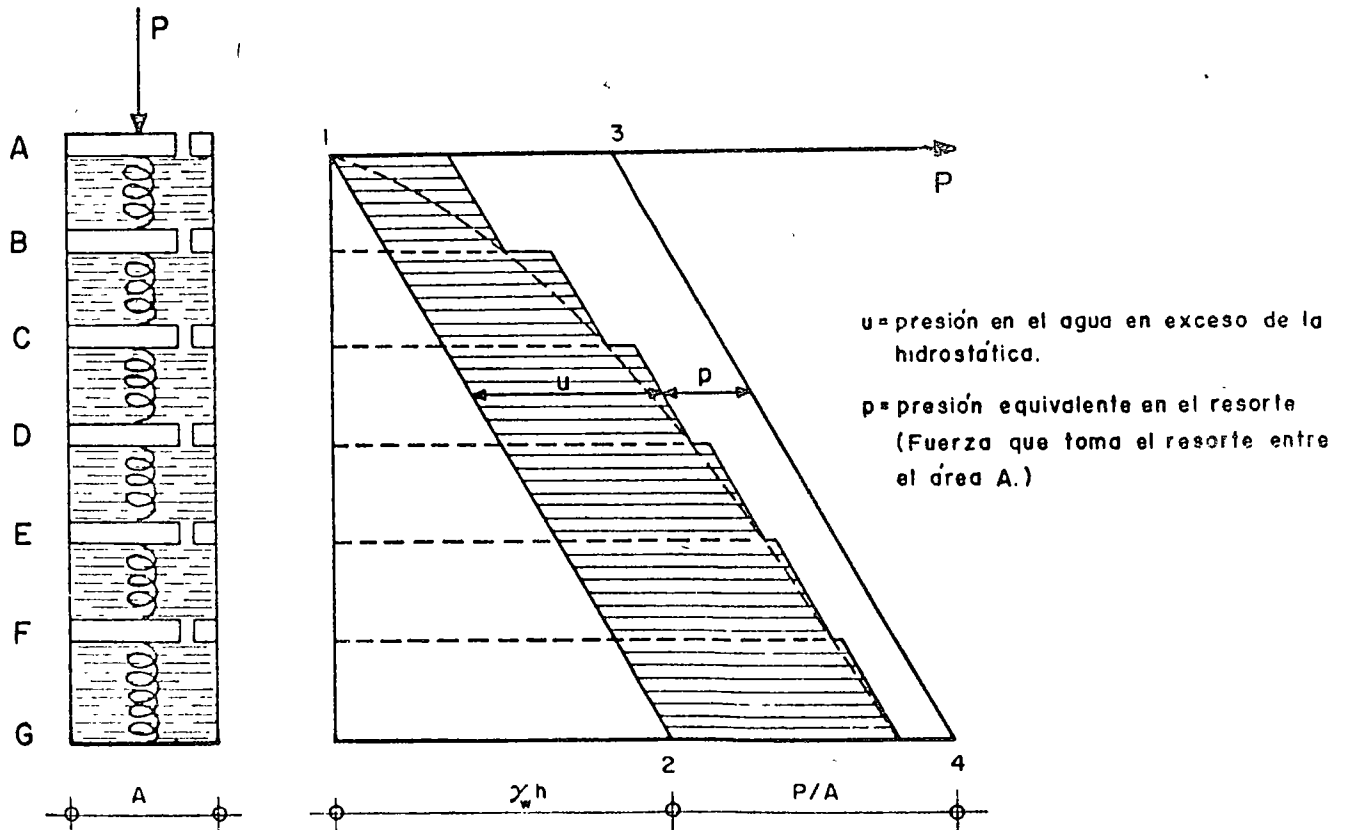


Figura I-29. Esquema del modelo de Terzaghi, comprendiendo varias cámaras.

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 finos, se estudiará en primer lugar un modelo mecánico propuesto por Terzaghi, que es una modificación de un modelo originalmente sugerido con otros fines por Lord Kelvin.

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

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

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

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

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

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

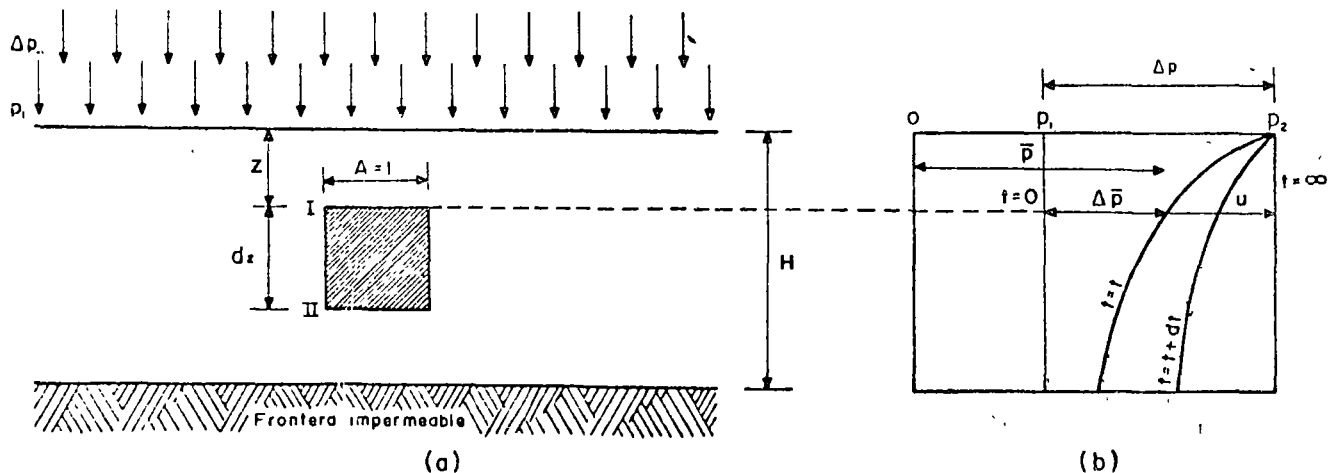


Figura I-30. Estrato de suelo de extensión infinita sometido a un proceso de consolidación unidimensional.

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

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

En el suelo, la estructuración de las partículas sólidas puede considerarse representada por los resortes del modelo, el agua intersticial libre por el fluido 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

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

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

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

Por lo tanto,

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

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

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

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

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

En ella:

$k$ , es el coeficiente de permeabilidad del suelo.

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

$a_v$ , es el coeficiente de compresibilidad del suelo.

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

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

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

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

Finalmente, la expresión

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

define el llamado coeficiente de consolidación del suelo.

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

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

$$u = \Delta \bar{p} \sum_{n=0}^{n=\infty}$$

$$\left\{ \frac{4}{(2n+1)\pi} 3en \left[ \frac{(2n+1)\pi z}{2H} \right] e^{-\frac{(2n+1)^2 \pi^2 C_v}{4H^2} t} \right\} \quad (1-43)$$

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

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

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

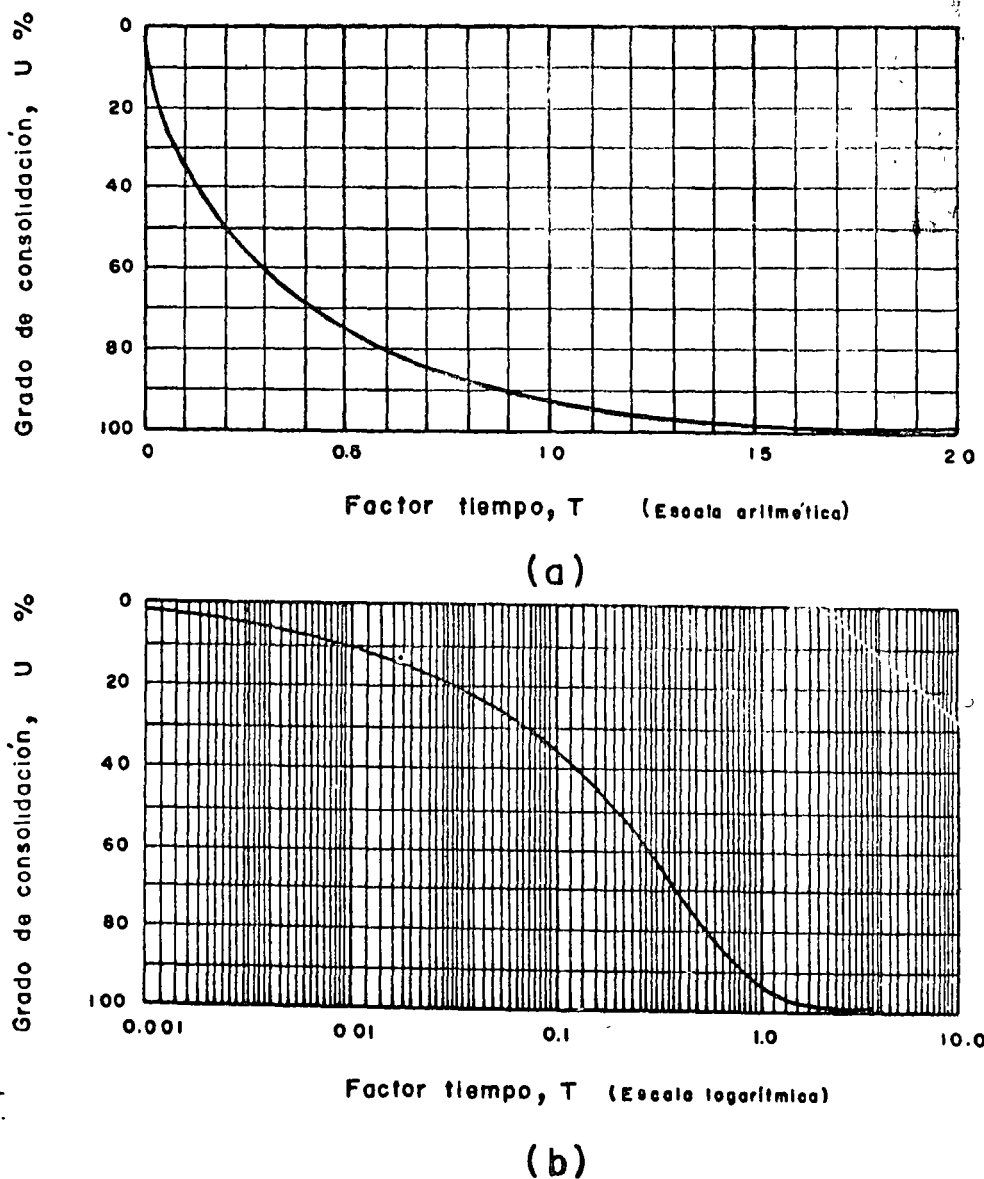


Figura 1-31. Curvas técnicas de consolidación, a) Trazado aritmético b) Trazado semi logarítmico.

(1-45) en la (1-43) y el resultado de tal operación en la (1-44), se tiene:

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

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

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

La Teoría de la Consolidación Unidimensional, que desemboca en la relación expresada en la ecuación (1-46), 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 subonerse constante durante todo el proceso de consolidación.

g)  $\Delta \bar{p}$  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	0.848
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

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

Esta ecuación puede escribirse:

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

De la expresión anterior pueden deducirse algunos hechos de significación:

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

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

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

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

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

c) Si todos los demás factores permanecen constantes, el tiempo necesario para que un suelo alcance un cierto grado de consolidación es directamente proporcional al coeficiente de compresibilidad  $a_v$ . Por lo tanto, si se consideran dos estratos del mismo espesor efectivo, pero de coeficientes de compresibilidad diferentes,  $a_{v1}$  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-

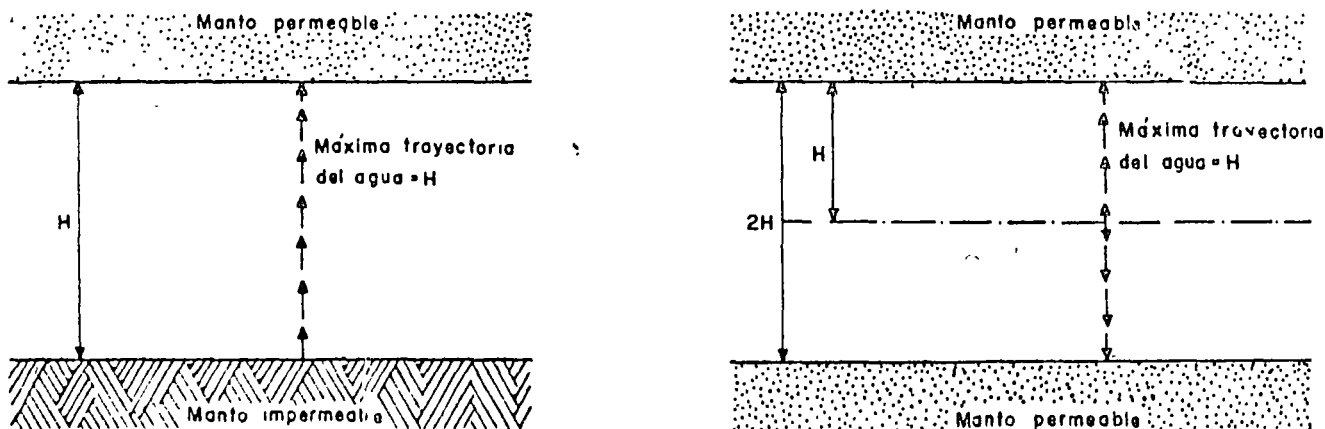


Figura I-32. Esquemas que ilustran el concepto de espesor efectivo que gobierna el tiempo de consolidación.

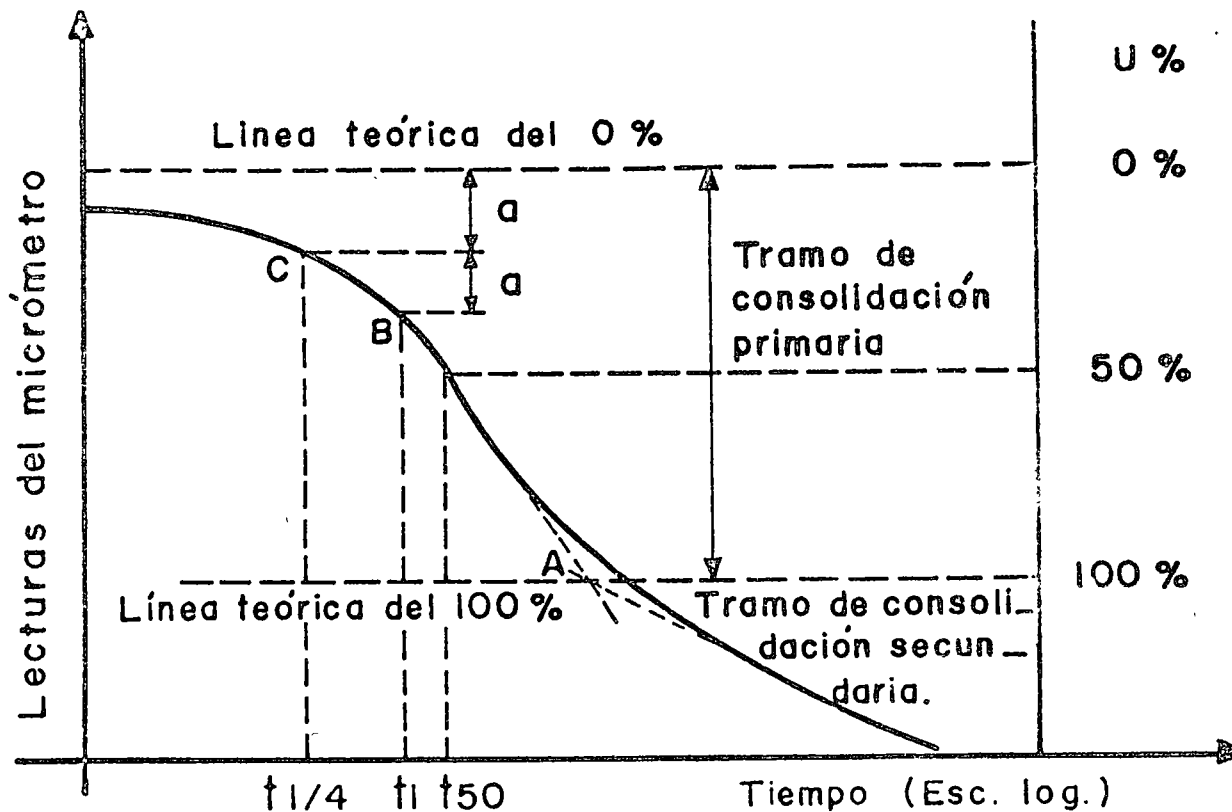


Figura I-33. Determinación de 0% y del 100% de consolidación primaria en una curva de consolidación.

talmente, 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 para la primera mitad del proceso es prácticamente una parábola y puede determinarse un 0% "teórico" por la aplicación de una propiedad simple de tales curvas.

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

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

En trazado semilogarítmico, la curva de consolidación presenta la ventaja de que en ella se define por un tramo recto, generalmente muy preciso, la parte en donde la consolidación 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.



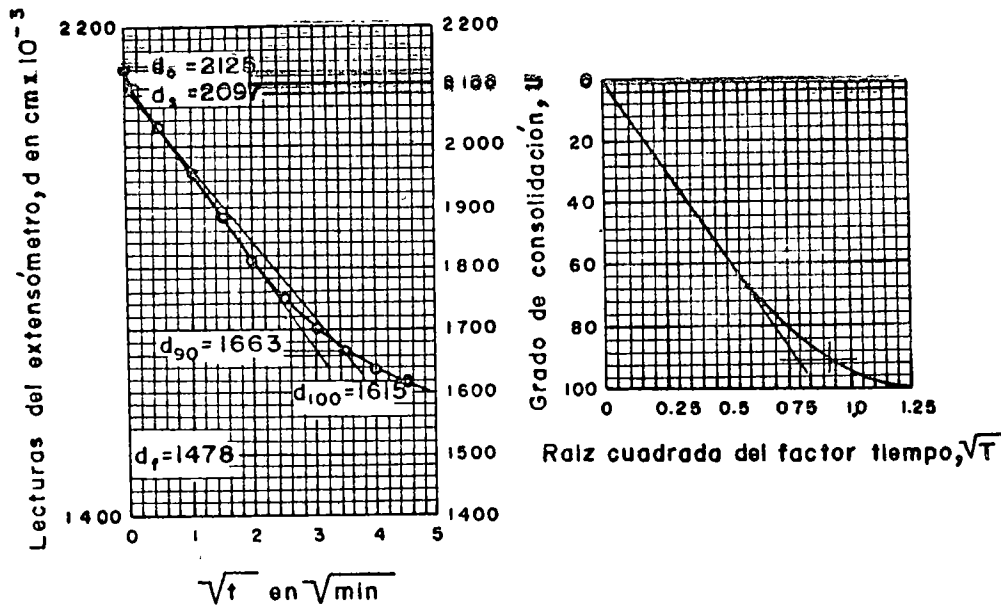


Figura 1-34. Método de Taylor para el cálculo de los valores de  $C_v$ .

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

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

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

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

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

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

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

Usando esta construcción conviene calcular el  $C_v$  con la expresión

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

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

Obtenida la curva de compresibilidad en una prueba de consolidación, 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.

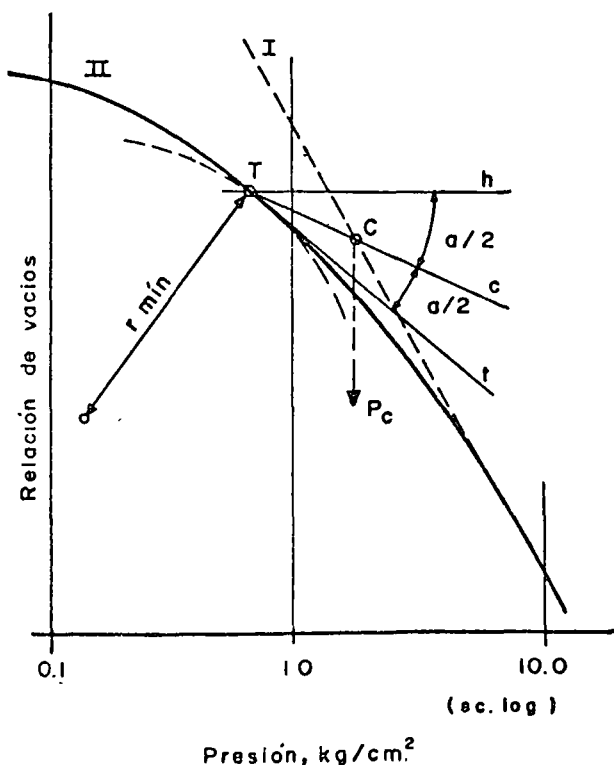


Figura I-35. Determinación de la carga de preconsolidación.

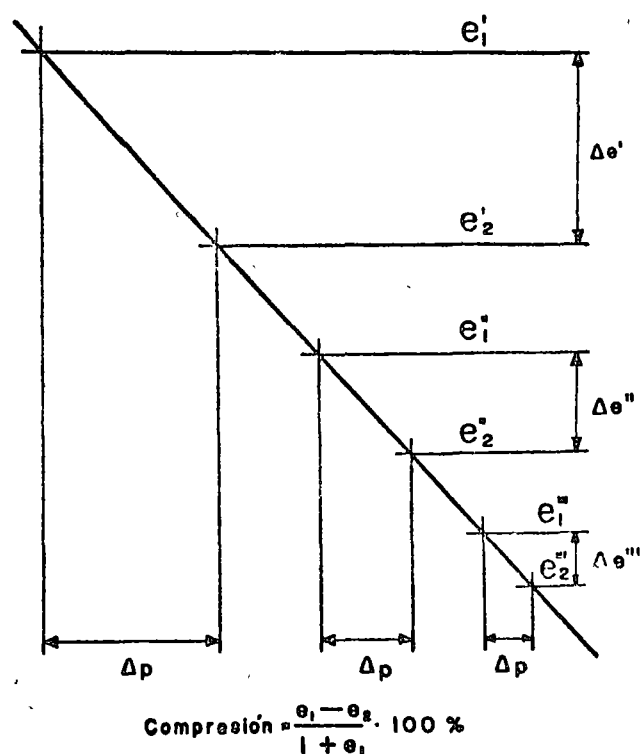


Figura I-36. Esquema que muestra la disminución del asentamiento a mayor  $p_1$  inicial.

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

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

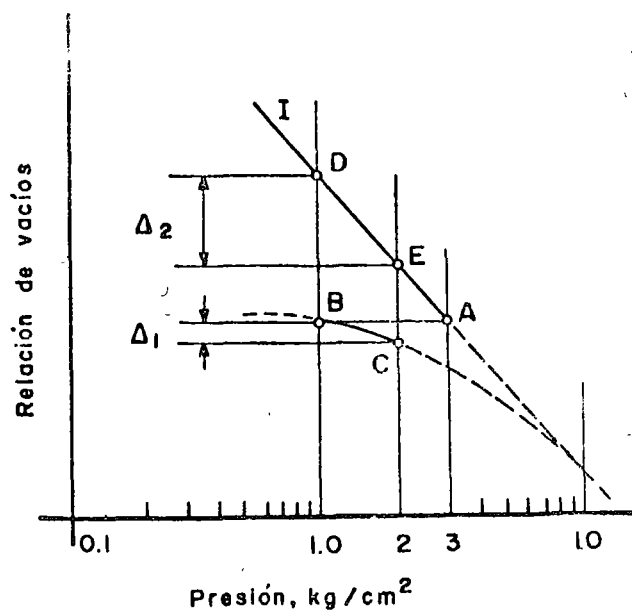


Figura I-37. Influencia de la carga de preconsolidación en el cálculo de asentamientos.

muy notable por las expansiones u otras deformaciones menores de la muestra. De ahí se sigue que si el suelo está totalmente consolidado bajo una presión actual ( $p_1$ , usualmente el peso propio del material sobreyacente), la consolidación adicional bajo un incremento de carga  $\Delta p$  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. I-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. I-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 tendría 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.

**B Asentamientos y expansiones**

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

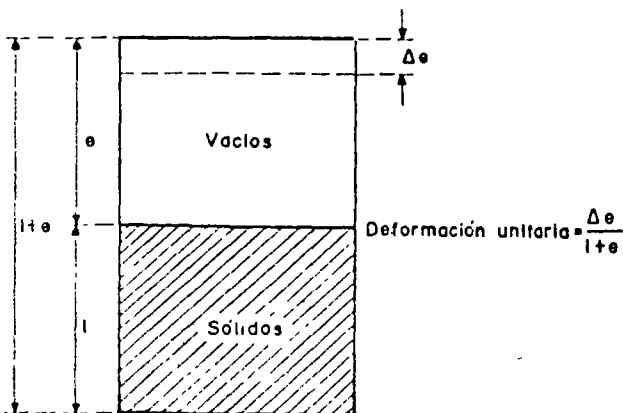


Figura I-38. Esquema que ilustra la obtención del asentamiento total de un estrato de suelo.

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

La evolución del asentamiento con el tiempo es el otro dato imprescindible del ingeniero que ha de preocuparse por hundimientos; es radicalmente diferente el efecto de un asentamiento de 30 cm (por mencionar una cifra) sobre una estructura rígida, tal como un puente, si se produce en forma relativamente rápida, o si ocurre en un lapso de varios años. En el ejemplo del puente y el terraplén de acceso antes mencionado, no bastaría al ingeniero conocer los asentamientos totales de ambas estructuras para comprender su interacción; 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 nivelaciones 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. I-38.

Si  $\Delta e$  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

$$\Delta dz = \frac{\Delta e}{1 + e_0} dz \tag{1-53}$$

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

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

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 (1-54) sugiere un método simple de trabajo para valuar los asentamientos en un caso práctico dado (Fig. I-39).

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

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

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

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

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

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

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

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

El cálculo de la evolución de  $\Delta H$  con el tiempo, fundamental en muchos problemas de la ingeniería

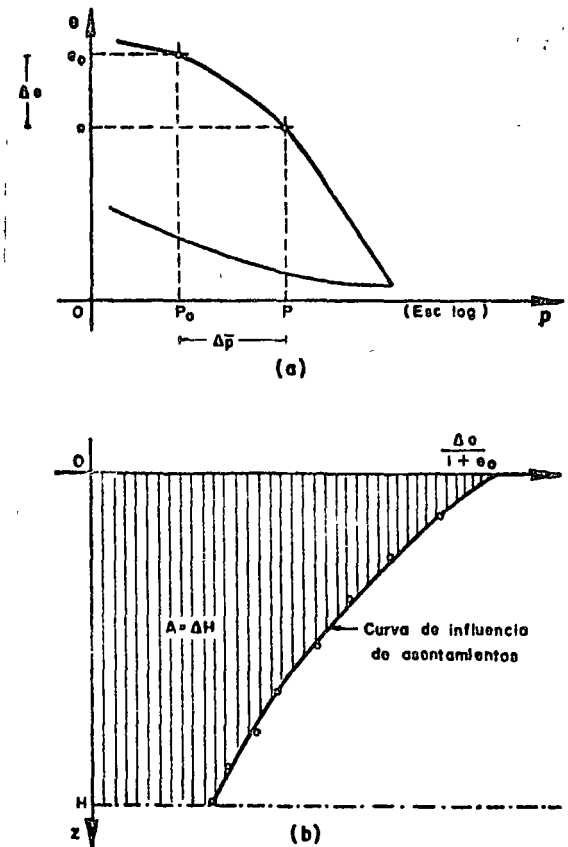


Figura I-39. Métodos para la obtención de la curva de influencia de los asentamientos.

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 del suelo, recién calculado, dentro del intervalo de presiones que representa la sobrecarga aplicada al estrato. Así, dando valores a  $T$ , por ejemplo los que figuran en la tabla (1-1), pueden tenerse y tabularse los valores del tiempo en que el estrato alcanza los grados de consolidación correspondientes a esos factores tiempo. Como el asentamiento va siendo proporcional al grado de consolidación, pueden en definitiva tabularse los valores del asentamiento que corresponden a distintos tiempos, según evoluciona el fenómeno de consolidación.

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

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

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

Considérese, primeramente, un suelo de superficie horizontal, 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 subsiguiente. Las presiones efectivas, que se mantienen en el suelo, no permitirán, en este caso, ninguna expansión.

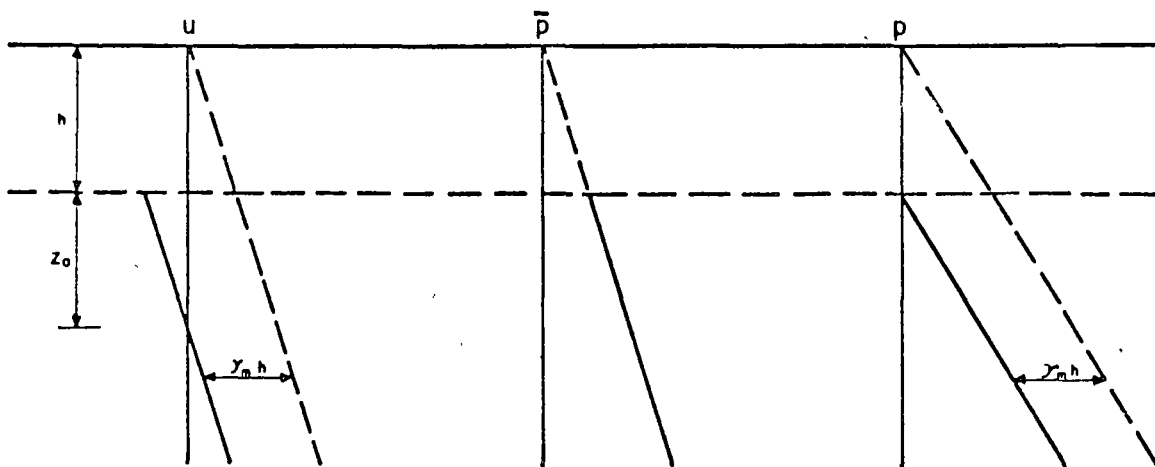


Figura 1-40. Distribución de esfuerzos verticales bajo el fondo de una excavación de extensión infinita.

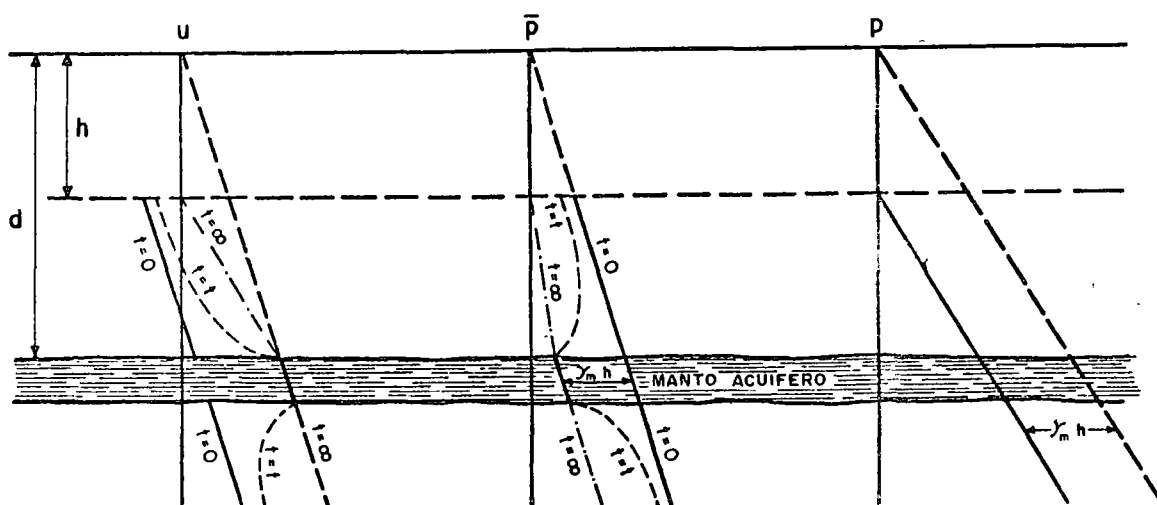


Figura I-41. Distribución de esfuerzos verticales bajo el fondo de una excavación de extensión infinita, con un manto acuífero.

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.

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

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

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

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

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

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

En la Fig. I-41 se ha supuesto  $h < h_{crit}$  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 indelimitadamente, 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 hufamiento del fondo de la excavación en un tiempo  $t$  tiene dos componentes: el hufamiento 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-41) el proceso de expansión no podrá tener lugar. Esto se puede realizar en la práctica por medio de pozos en que se bombee la cantidad adecuada de agua del acuífero; así se logrará convertir este caso en otro, análogo al primeramente tratado en esta sección, en que no existía ningún acuífero.

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

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 neutras bajo ella y si se llama nivel freático al lugar geométrico de los puntos en que la presión neutral es nula (con origen de presión en la atmosférica), este nivel se habrá abatido por sí mismo aún más abajo que el fondo de la excavación al efectuar ésta.

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

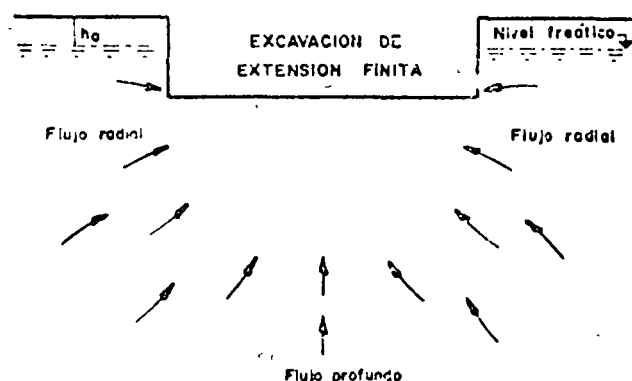


Figura I-42. Esquema del flujo de agua hacia una excavación de extensión finita.

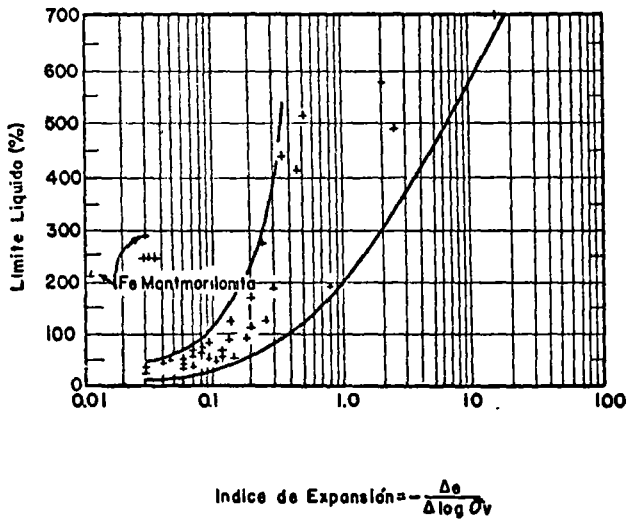


Figura I-43. Correlación entre el índice de expansión y el límite líquido en suelos finos (Ref. 28).

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

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

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

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

$$C_e = -\frac{\Delta e}{\Delta (\log \bar{p})} \quad (1-61)$$

y relacionado con la prueba de consolidación hecha en edómetro (consolidómetro). Así definido, el índice de expansión es una medida de la pendiente que resulta la curva de compresibilidad en el intervalo de descarga, durante el cual el suelo se expande. Pueden obtenerse series de curvas de expansión en el consolidómetro si se carga una serie de especímenes a diferentes presiones verticales efectivas y se descargan después de consolidados bajo tales presiones. Esas curvas tienden a ser paralelas en la representación usual de la curva de compresibilidad, de manera que el coeficiente de expansión resulta variar muy poco con la presión efectiva bajo la cual el suelo se haya consolidado antes de expandirse. En la figura I-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 reacomodo 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 reacomodo, 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 reacomodo 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. 1-31) y la obtenida típicamente en el laboratorio (Fig. 1-25), 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.

### 1-13 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 igual, fallarían por esfuerzo cortante antes de agotar su resistencia a la compresión propiamente dicha.

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

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

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

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

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

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

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

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

donde

- $\tau_f$  = 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 estribe 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.

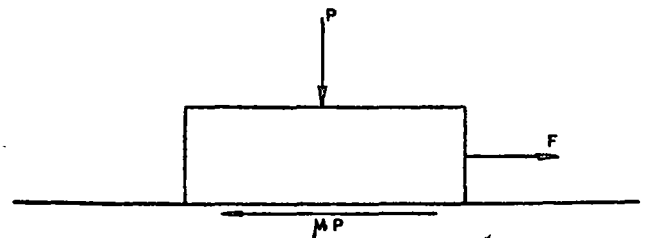


Figura 1-44. Concepto mecánico de la fricción.

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 aún 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.

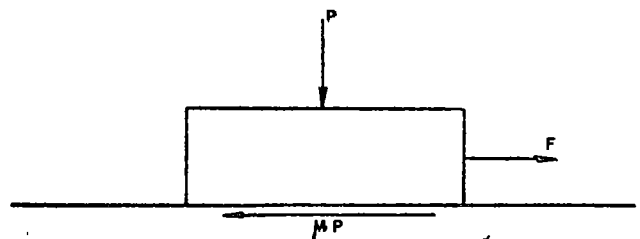


Figura 1-44. Concepto mecánico de la fricción.

## 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,  $\tau_f$ , puede relacionarse con  $\bar{\sigma}$  por una expresión del tipo

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

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

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

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

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

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

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

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

nales, 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  $\alpha$  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. 38), hecho explicable si se piensa que las partículas siempre se mueven de la manera que les resulta más fácil. Si el coeficiente de fricción es bajo, se deslizan, y si es alto, ruedan.

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

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

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

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

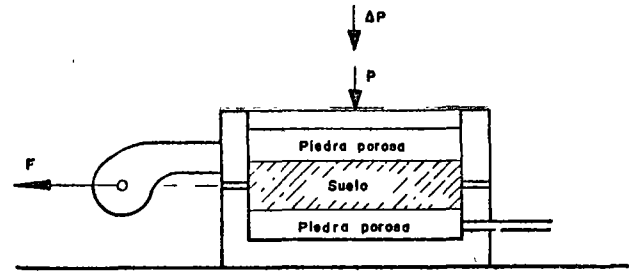


Figura I-45. Esquema para ilustrar la influencia de diversos factores sobre la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo "cohesivo".

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

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

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

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

Si ahora se incrementa rápidamente la presión normal en un valor  $\Delta\sigma_1$ , aplicando un incremento de carga  $\Delta P$ , 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 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

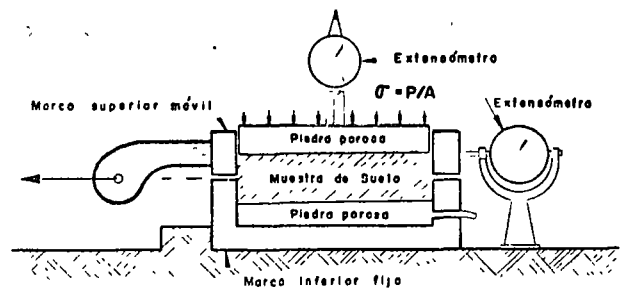


Figura I-46. Esquema del aparato de resistencia al esfuerzo cortante directo.

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

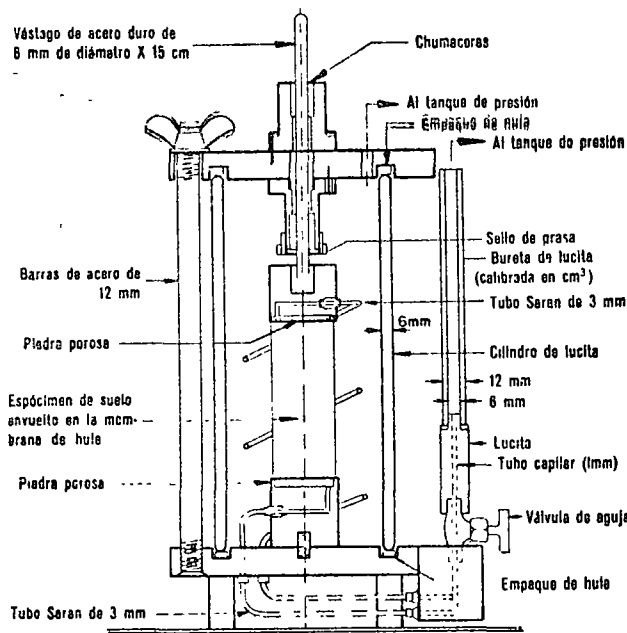


Figura I-47. Cámara de compresión triaxial.

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 protege 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*). 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  $\sigma_3$  llega a ser efectivo ( $\sigma'_3$ ), actuando sobre la fase sólida del suelo. En seguida, la muestra es llevada a la falla por un rápido incremento de la carga axial, de manera que no se 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 compresión triaxial cerrando la válvula de salida de las piedras porosas a la bureta; una vez hecho esto, el requisito es cumplido independientemente de la velocidad de aplicación de la carga axial; sin embargo, parece no existir duda de que esa velocidad influye en la resistencia del suelo, aun con drenaje totalmente restringido.

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

### Prueba rápida (símbolo *R*). Sin drenaje.



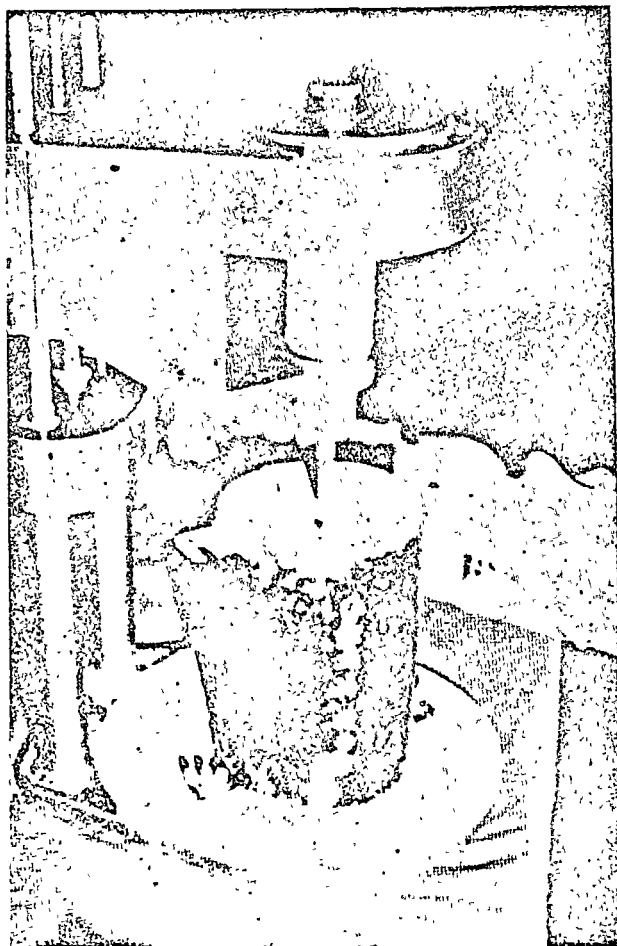
Labrado de una muestra para pruebas.

En este tipo de prueba no se permite consolidación de la muestra en ninguna etapa. La válvula de comunicación entre el espécimen y la bureta permanece siempre cerrada, impidiendo el drenaje. En primer lugar se aplica al espécimen una presión hidrostática y, de inmediato, se hace 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*).

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 mantenga 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.

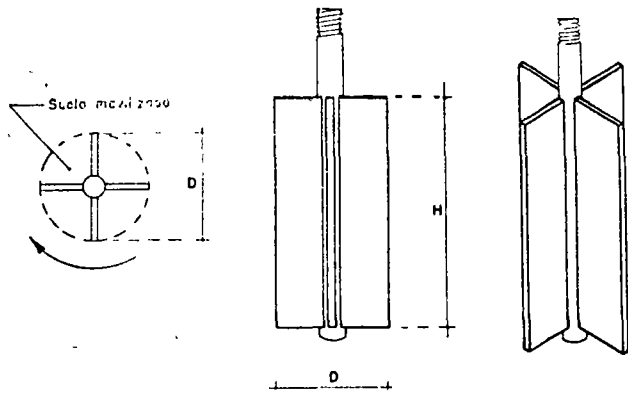


Figura I-48. Aparato de veleta para determinaciones de resistencia al esfuerzo cortante.

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

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

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

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

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

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 ( $\tau_{\text{máx}}$ ).

En la figura I-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 ( $\phi_s$ ) puede obtenerse precisamente del conjunto de pruebas.

En el caso de la arena compacta, los puntos resultantes definen en realidad una línea curva, no muy diferente de una recta que pase por el origen, con el ángulo de inclinación  $\phi_c$ . 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.

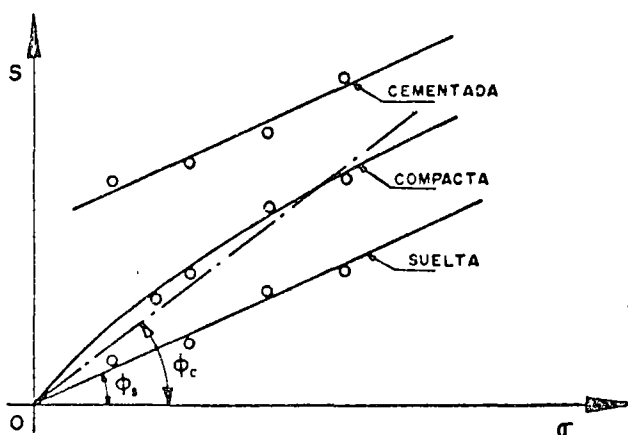


Figura I-49. Líneas de resistencia para una arena en estado suelto, compacto y cementado.

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  $\sigma$  el 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-

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

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

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

En las arenas sueltas, la deformación bajo cortante produce disminución de volumen y el agua genera presión neutral. El valor límite de  $u$  es ahora la presión de confinamiento del suelo ( $\sigma_3$ ) 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-

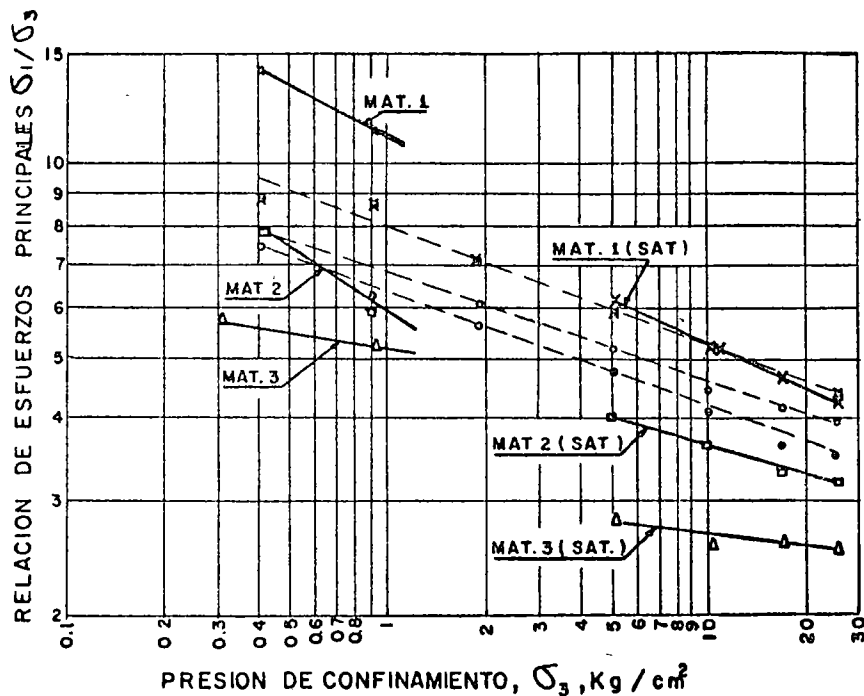


Figura I-50. Relación entre el cociente  $\sigma_1/\sigma_3$  en la falla y  $\sigma_3$  para tres materiales granulares (según Ref. 24).

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.

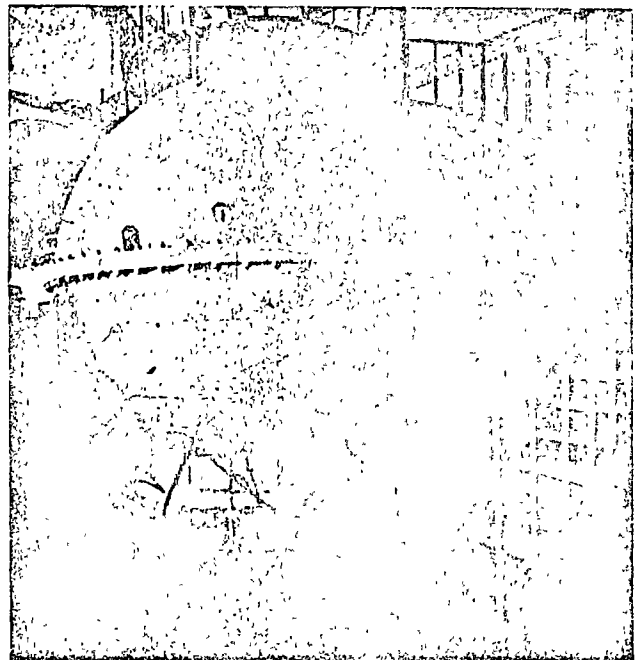
Se considerará en primer lugar el efecto del esfuerzo confinante  $\sigma_3$  utilizado en la prueba. Ya se ha dicho que dicho esfuerzo es fundamental para definir la resistencia adicional que muestra el suelo granular por efecto de acomodo; cuando el esfuerzo confinante aumenta, la componente de resistencia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

La figura presenta resultados para los tres materiales de entocamiento ya mencionados en el párrafo I-11. Aparecen dos series de pruebas; a la izquierda, con presiones de confinamiento relativamente bajas (hasta  $1 \text{ kg/cm}^2$ ), las hechas en el aparato triaxial con muestras de  $113 \text{ cm}$  de diámetro y  $250 \text{ cm}$  de altura, y a la derecha, las realizadas en el aparato triaxial gigante, con presiones de confinamiento hasta de  $25 \text{ kg/cm}^2$ . 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 gravos.

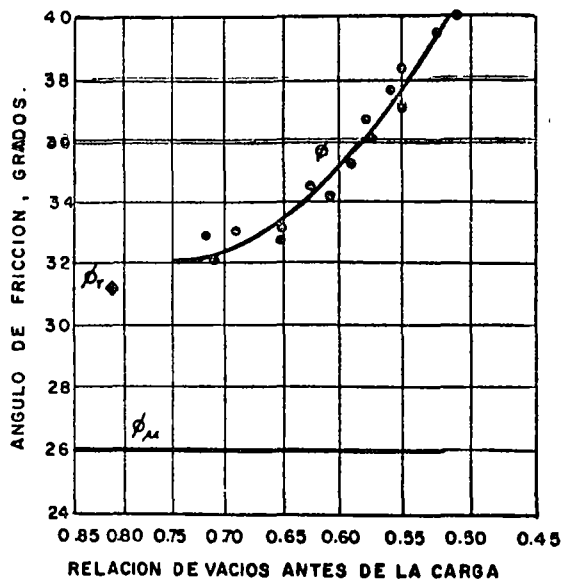


Figura I-51. Ángulo de fricción interna en función de la relación de vacíos inicial de una arena media a fina (según Ref. 49).

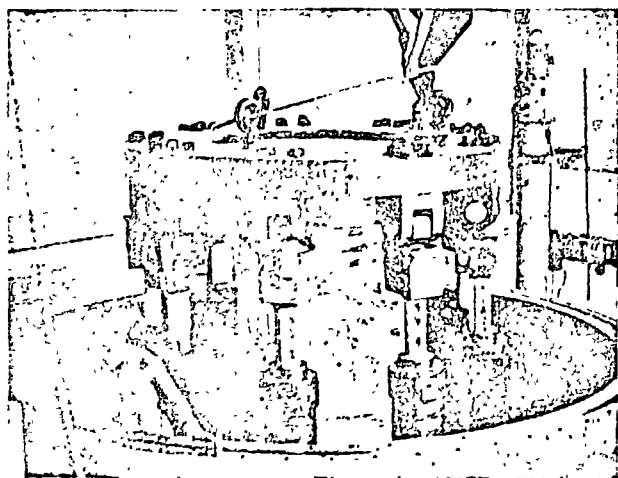
del ángulo de fricción correspondiente a la resistencia residual o última de dicho suelo, así como tampoco en la relación de vacíos con que se llegue a ese estado residual, en el cual el suelo se deforma a volumen constante y con esfuerzo desviador también constante. Este ángulo de resistencia residual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

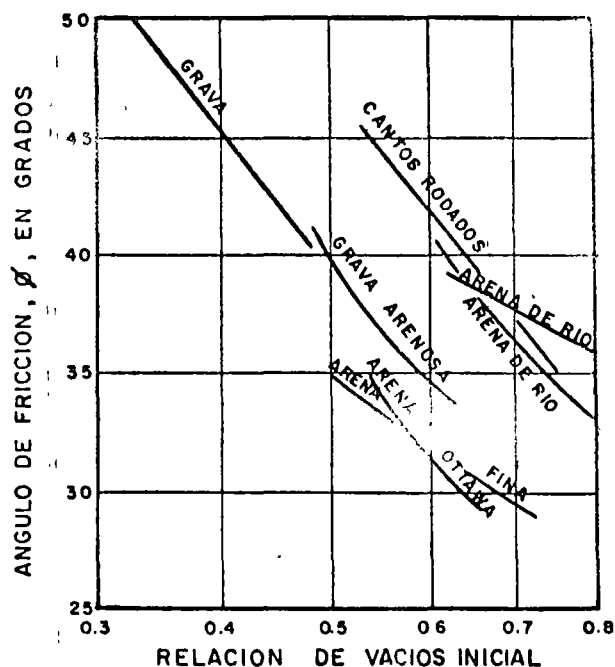


Figura I-52. Valores del ángulo  $\phi$  vs. relación de vacíos inicial en varios suelos granulares (según Ref. 49).

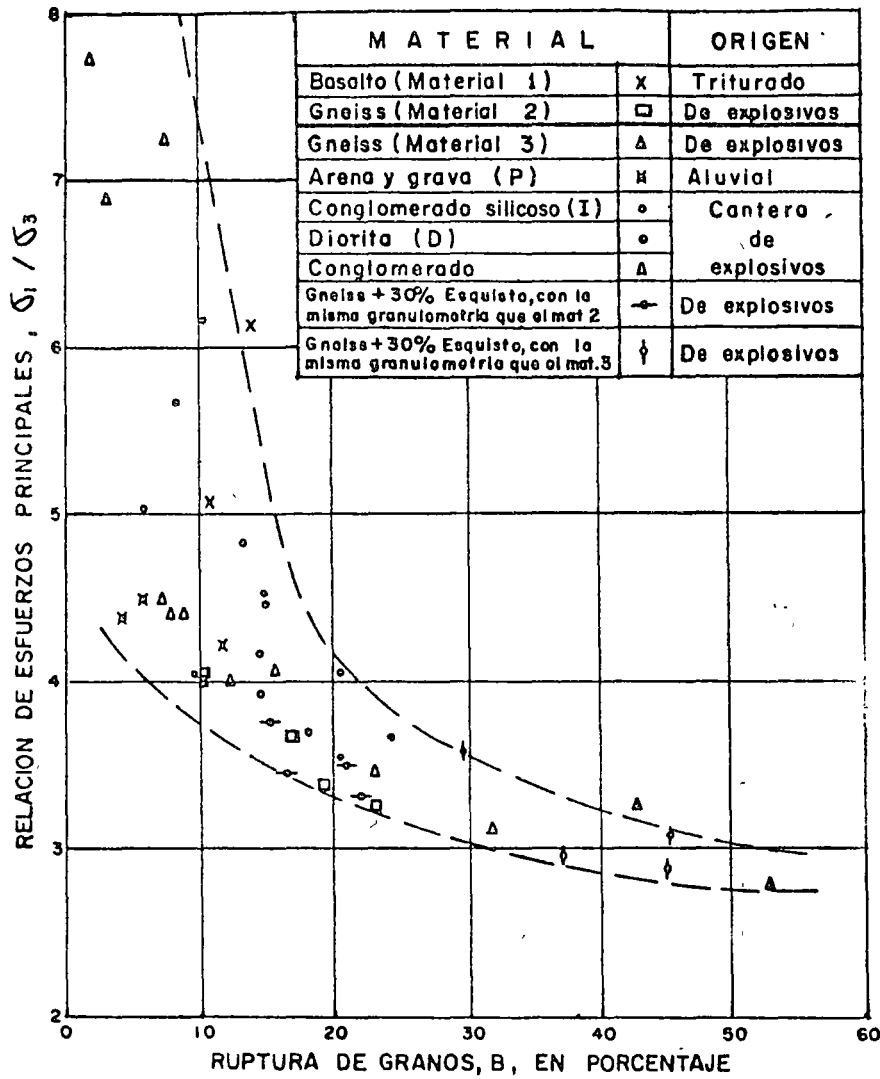


Figura I-53. Correlación de la razón  $\sigma_1/\sigma_3$  en la falla y la ruptura de los granos (según Ref. 24).

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. 21). Al respecto son de interés los datos contenidos en la Fig. I-53. En esa figura puede verse también cómo al aumentar la

presión confinante,  $\sigma_3$ , 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  $1 \text{ kg/cm}^2$ , 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.



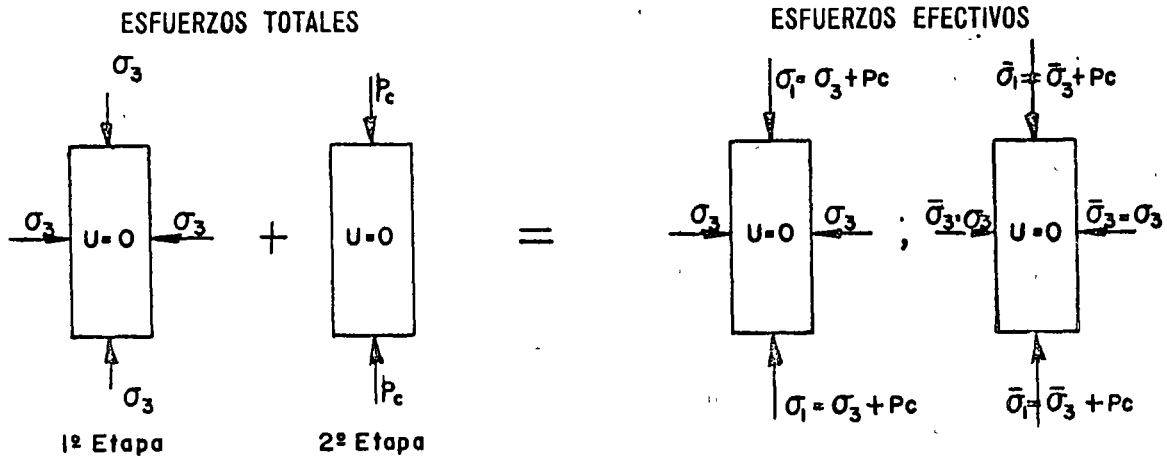


Figura I-54. Distribución de esfuerzos totales y efectivos en prueba de compresión triaxial lenta.

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 ( $\sigma_1$ ) 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 I-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,

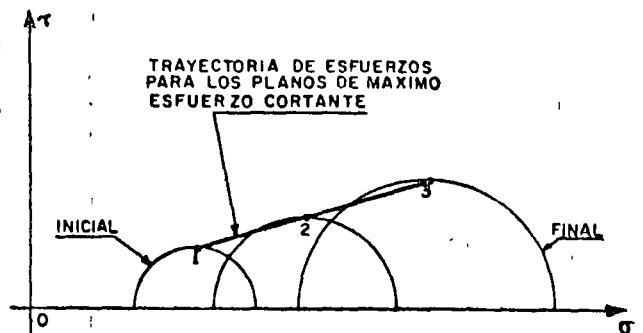


Figura I-55. Círculos de Mohr y trayectoria de esfuerzos en la prueba de consolidación unidimensional.

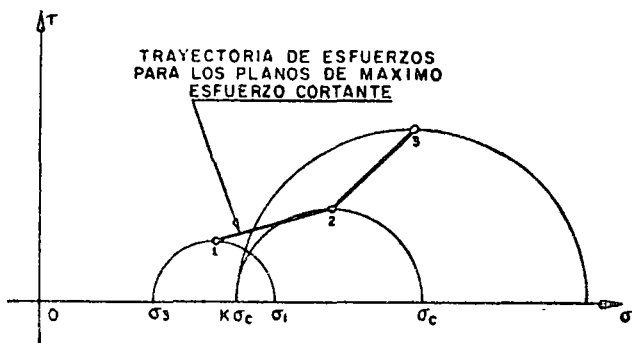


Figura I-56. Trayectoria de esfuerzos en una prueba drenada.

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).

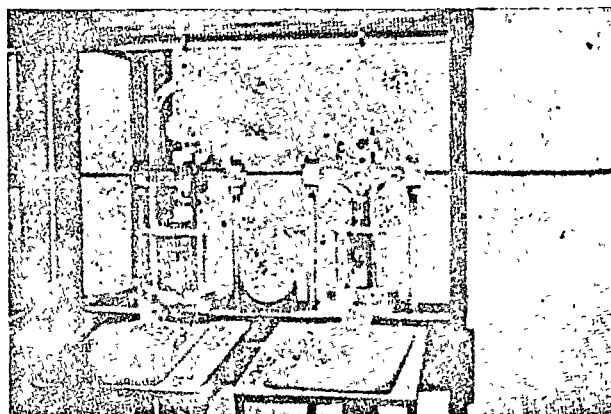
Las pruebas de la Fig. I-56 se hicieron aplicando al espécimen un esfuerzo  $\sigma_3$  con agua y un esfuerzo normal  $\sigma_1$ , mayor que  $\sigma_3$ , lo que equivale a producir en la primera etapa una consolidación anisótropa ( $\sigma_1 > \sigma_3 = \sigma_3$ ), lo cual también es práctica común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

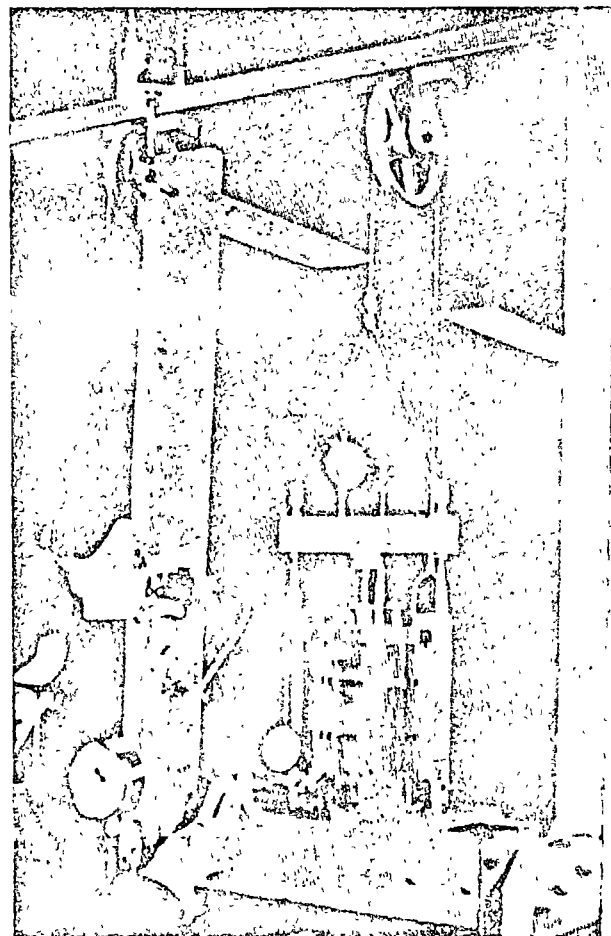
Como un resultado de la consolidación triaxial, durante una prueba lenta (drenada) se reducen en la muestra tanto el espaciamiento entre las partículas, como el contenido de agua; por tal motivo se hacen más fuertes los nexos entre las partículas, en forma proporcional al esfuerzo confinante y, por ello,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

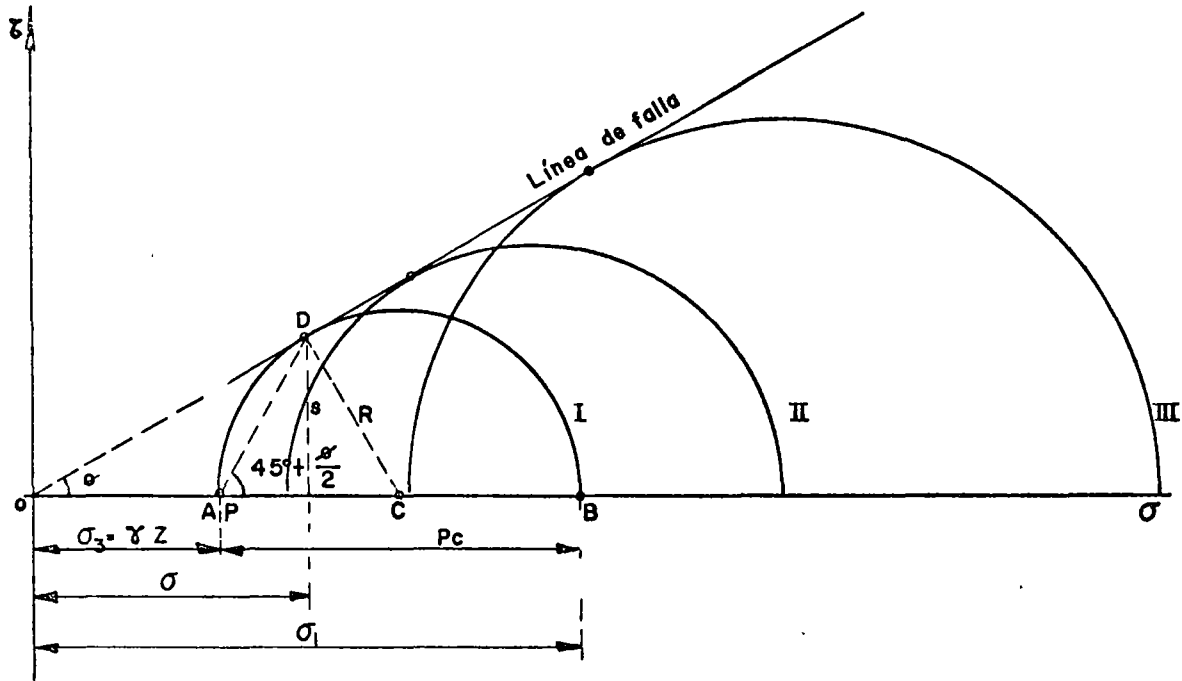


Figura I-57. Línea de falla de arcillas saturadas y normalmente consolidadas en prueba lenta.

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 ( $\sigma_1 < \sigma_c$ ), aun cuando pueda haber tendencia a la expansión con absorción de agua, sus partículas no vuelven a su espaciamiento original y la relación de vacíos no alcanza tampoco el valor original, anterior a la consolidación bajo  $\sigma_c$ . 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

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

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

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

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

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

Una ecuación general para representar la presión neutral es:

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

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

Si se hacen varias pruebas rápidas-consolidadas con esfuerzos crecientes a varios especímenes de un mismo suelo, será posible dibujar círculos de Mohr en un diagrama  $\tau - \sigma$  y obtener la envolvente de resistencia del suelo. Esto puede hacerse ahora de dos maneras: una inmediata, a partir de los esfuerzos totales, que el operador conoce en todo momento de la prueba y en la falla en particular, y otra a partir de los esfuerzos efectivos, para trazar la cual será preciso conocer la presión neutral, cuando menos en el instante de la falla incipiente. Esto puede hacerse hoy con bastante facilidad, pues  $u$  se puede estimar por métodos teóricos (Ref. 47), o en pruebas en que

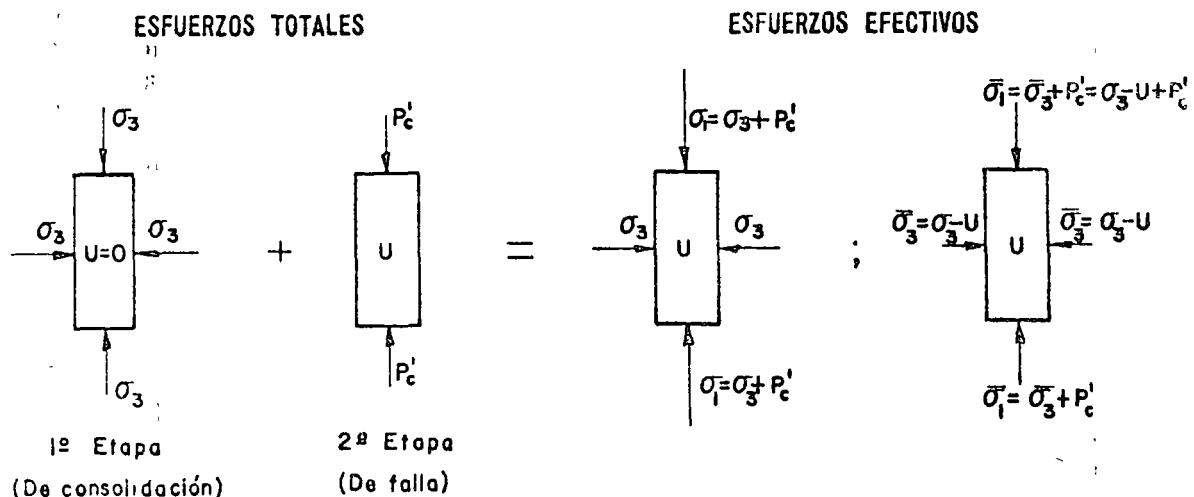


Figura I-58. Distribución de esfuerzos totales y efectivos en prueba de compresión triaxial rápida-consolidada.

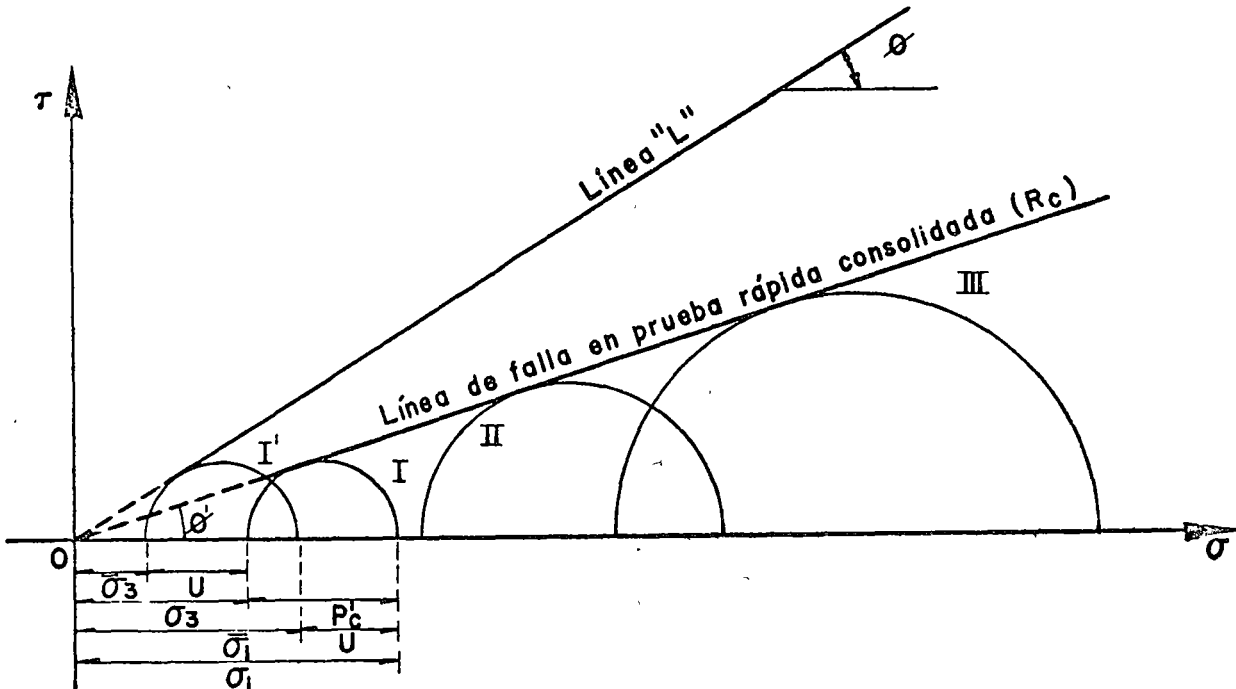


Figura I-59. Línea de falla en prueba rápida-consolidada, en suelos saturados y normalmente consolidados.

se mida 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. Suele emplearse para representar las condiciones de cimentaciones de terraplenes en que la construcción dura más que el tiempo requerido por el suelo para alcanzar una consolidación significativa.

### 3. Prueba rápida.—Condición no drenada.

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

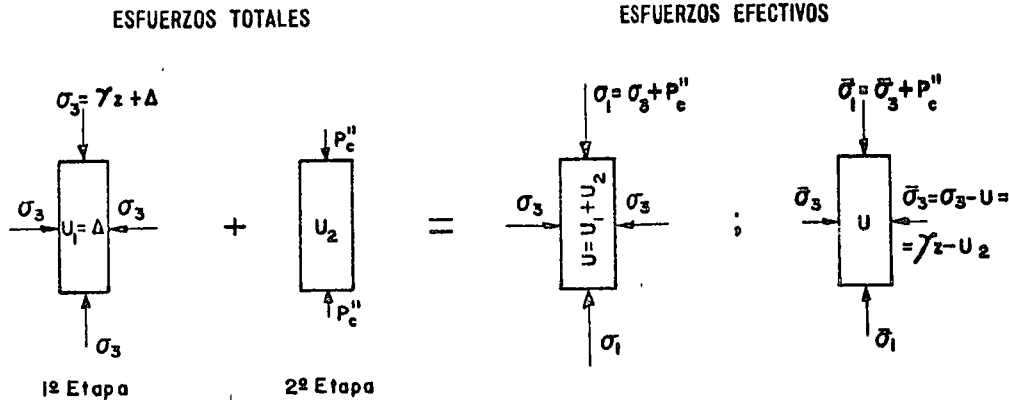


Figura I-60. Distribución de esfuerzos totales y efectivos en prueba de compresión triaxial rápida

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

En la primera etapa se supone que la presión hidrostática en la cámara es la  $\gamma z$  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  $u$ .

$$\bar{\sigma}_3 = \sigma_3 - u = \sigma_3 - (u_1 + u_2) = (\gamma z + \Delta) - (\Delta + u_2) = \gamma z - u_2$$

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

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

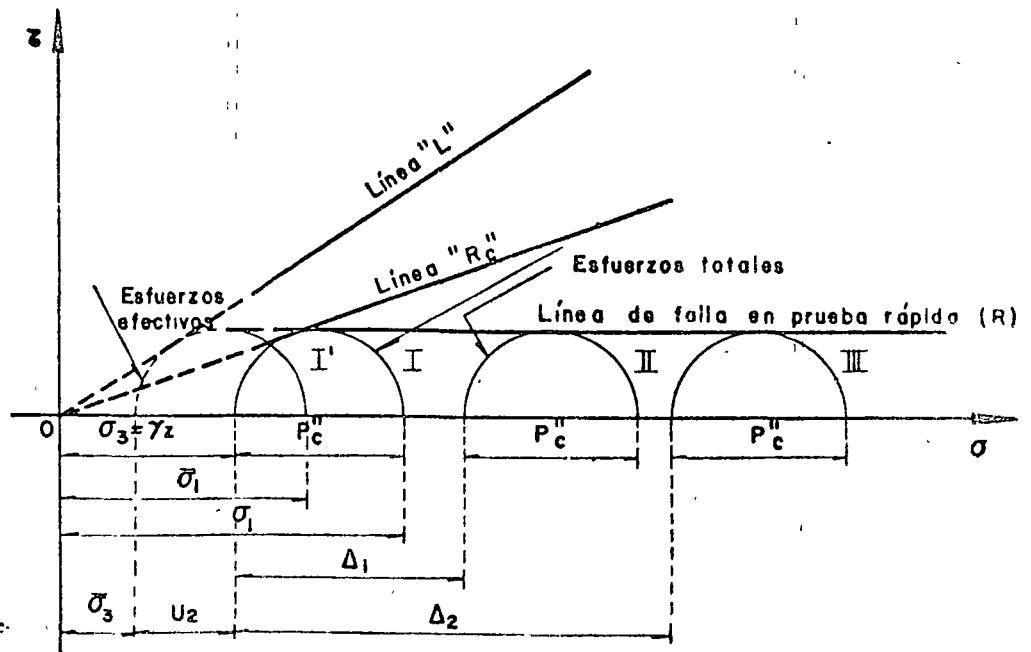


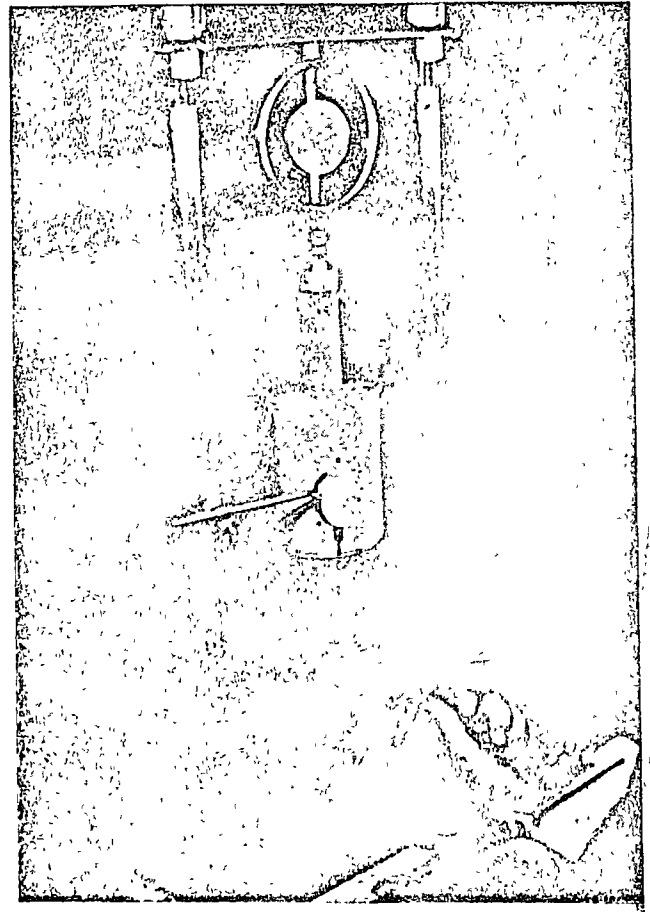
Figura I-61. Línea de falla en prueba triaxial rápida.

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 expandirse, pueden ser aplicables las condicio-



Prueba de compresión simple

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

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

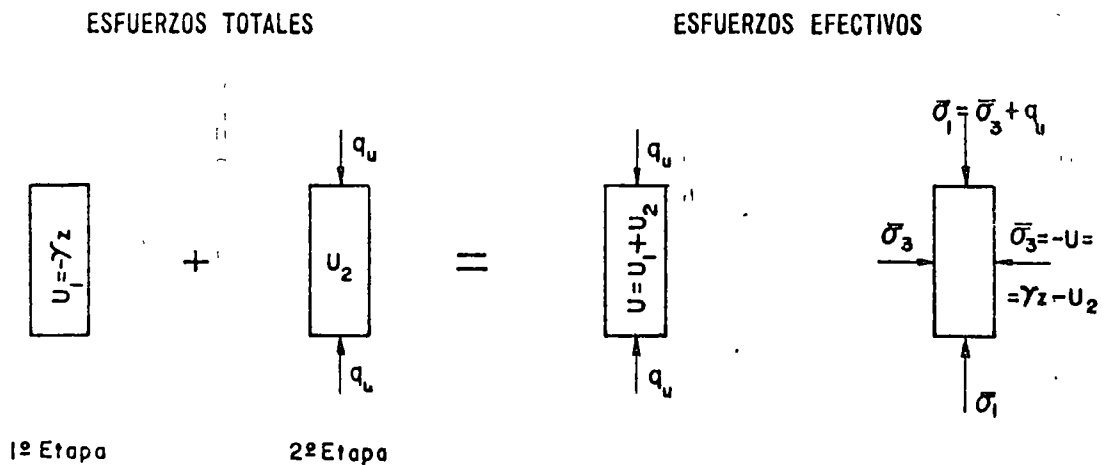


Figura 1-62. Distribución de esfuerzos totales y efectivos en prueba de compresión simple.

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

4. Prueba de compresión simple.

Según ya se dijo, esta prueba se realiza aplicando un esfuerzo axial a un espécimen, sin la etapa previa de presión hidrostática. Prácticamente sólo existe la etapa de carga, que conduce el suelo a la falla; sin embargo, en vías de simplificación, podría considerarse como primera etapa el estado inicial de la muestra, sin esfuerzos exteriores. En esta primera etapa (Fig. I-62) los esfuerzos totales son nulos y el agua adquiere la tensión de preconsolidación ( $\gamma z$ ) 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

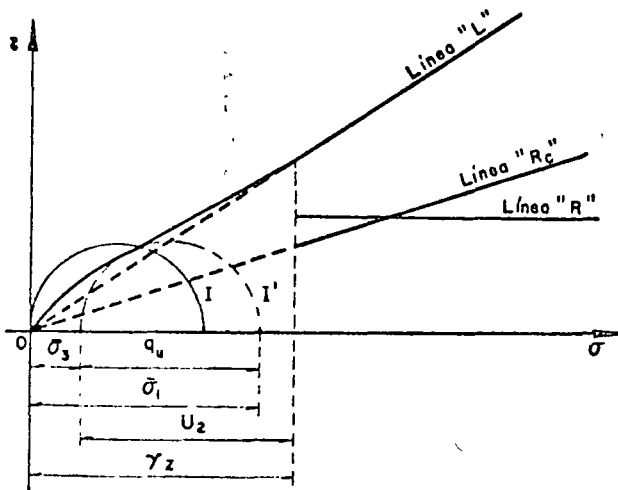


Figura I-63. Círculos de esfuerzos totales y efectivos en prueba de compresión simple.

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

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

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

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

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:

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



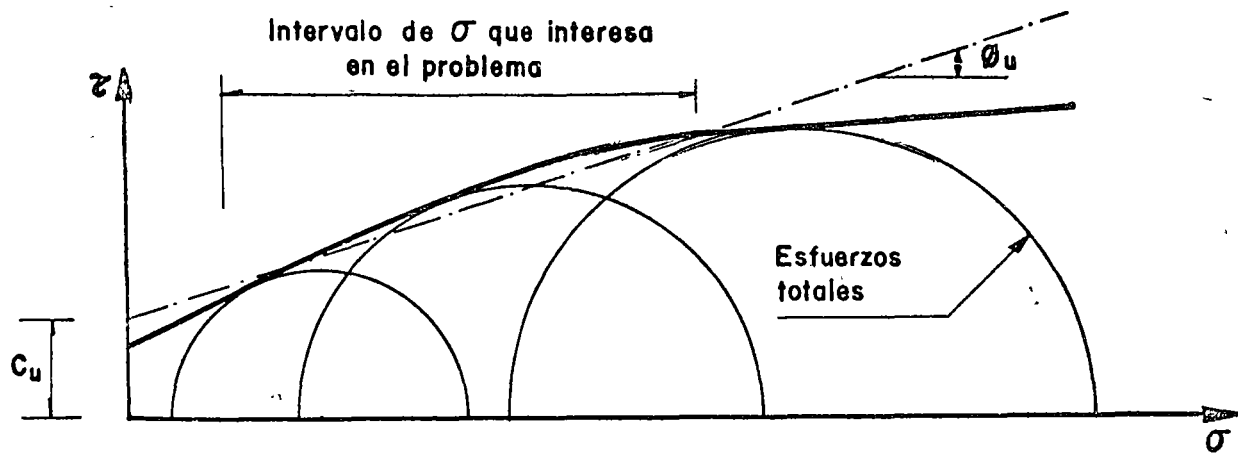


Figura I-64. Prueba triaxial sin drenaje en un suelo parcialmente saturado.

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 subsecuentes de esta obra.

### C Aplicación de los resultados de las pruebas triaxiales a los problemas prácticos

En la práctica, cuando el ingeniero necesita conocer las características esfuerzo-deformación y resistencia de un suelo dado, con vistas a la obtención de datos para diseño de una obra particular, recurre por lo general a las pruebas de compresión triaxial. De inmediato surge entonces la pregunta de cuál o cuáles de esas pruebas ha de realizar para el problema en cuestión y qué interpretación ha de dar a los resultados obtenidos.

El criterio para la elección de las pruebas resulta obvio después de analizar las varias disponibles; en cada caso deberá hacerse aquella prueba o pruebas que mejor refleje o reflejen en el laboratorio las 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 porosas que naturalmente permanecen fijas en relación a la tendencia anterior, esta restricción por fricción produce esfuerzos cortantes en las bases del espécimen que entonces dejan de ser planos principales,

de manera que las presiones por el vástago tampoco son ya esfuerzos principales, con el consiguiente error en la interpretación de la prueba, por medio de la teoría de Mohr, que así los considera.

Se ve pues que la obtención de la línea  $L$  por medio de pruebas lentas, que además son dilatadas y costosas, pudiera no ofrecer una garantía suficiente en todos los casos particulares.

En el momento presente puede intentarse la obtención de la línea  $L$  en el laboratorio con base en pruebas triaxiales diferentes de la lenta, por ejemplo rápidas-consolidadas. Para ello se dispone de abundancia de equipos que permiten medir la presión de poro que se desarrolla en el espécimen en el instante de la falla, con lo cual, conocido el esfuerzo desviador total, es fácil obtener el esfuerzo efectivo actuante en dicho momento. Sin embargo, en la actualidad los medidores de la presión de poro son costosos y de manejo relativamente delicado, por lo que no es todavía común verlos en acción en muchos laboratorios de Mecánica de Suelos, especialmente en los de pie de obra.

Finalmente, existen medios teóricos para estimar la presión de poro en el instante de la falla en un espécimen sometido a una prueba rápida consolidada. Hay métodos debidos a Skempton, Henkel y Juárez-Badillo para cubrir tal fin (Ref. 47). En conclusión, puede decirse que ya empieza a haber métodos confiables para la obtención de la línea  $L$ , sea en el laboratorio o con ayuda de métodos que no pueden considerarse aún de uso popular; esto permite esperar que en un futuro cercano el método de los esfuerzos efectivos pueda aplicarse con mayor facilidad que en la actualidad, por lo menos en lo que a este primer requisito se refiere.

Una vez obtenida la línea  $L$  queda en pie un importante problema para la aplicación del método de los esfuerzos efectivos a los problemas prácticos. En efecto, considérese la situación indicada en la figura I-65. Una vez obtenida la línea  $L$ , para realizar un análisis será preciso conocer el estado de esfuerzos efectivos en todos los puntos de interés dentro de la masa del suelo en estudio; en el caso concreto de la Fig. I-65, en los puntos de la superficie de deslizamiento supuesta. Este es un problema no resuelto hasta hoy, pues se comprende que si no ha podido dilucidarse del todo el estado de esfuerzos efectivos, en el interior de un espécimen dentro de una cámara triaxial sometida a un control de prueba, menos podrá detallarse tal estado de esfuerzos en las grandes masas de suelo que involucra cualquier obra real; así pues, aun disponiendo de la línea  $L$  en la práctica se tendrá la dificultad adicional de no conocer los esfuerzos efectivos que actúan en los diferentes puntos de la masa de suelo que interesa estudiar. Algunas instituciones dedicadas a la construcción de presas de tierra superan esta dificultad y diseñan sus obras de acuerdo con el método de esfuerzos efectivos, a base de una predicción de los esfuerzos efectivos que se desarrollarán en la obra durante la

construcción. Colocando piezómetros para medir la presión de poro mientras la construcción avanza, pueden determinar si sus predicciones van resultando correctas o si han de hacerse modificaciones al diseño a la luz de las mediciones efectuadas. Este método es práctico únicamente para instituciones que poseen suficiente experiencia en el campo, respaldada por amplios archivos en los que 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.

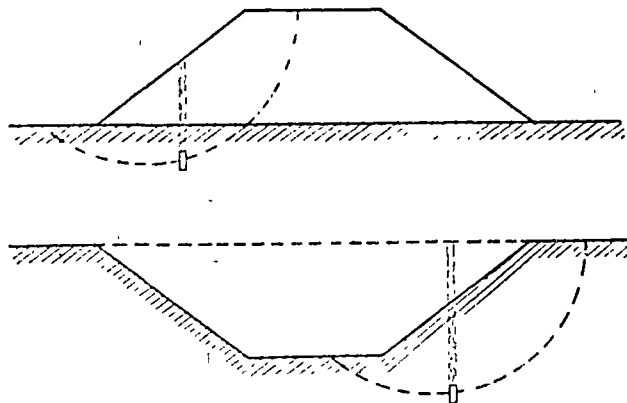


Figura 1-66. Variación de la resistencia al esfuerzo cortante en un corte y un terraplén en el mismo suelo arcilloso.

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. 1-66), 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 sometiéndolos 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 trata de una prueba de deformación controlada, con velocidad suficientemente lenta para que se disipen las presiones de poro y en la que se midan los esfuerzos necesarios para producir las deformaciones que se provocan. Conforme el desplazamiento aumenta y la muestra de arcilla preconsolidada se deforma angularmente, aumenta la carga tangencial y, por tanto, el esfuerzo cortante, pero para una presión normal efectiva dada y aplicada a la muestra existe un límite definido para el esfuerzo cortante que la muestra puede resistir; a este límite, que hasta ahora se ha venido manejando en este capítulo con el nombre de resistencia al esfuerzo cortante de la arcilla, se le llamará ahora resistencia máxima. Si la prueba continúa, provocando mayores desplazamientos angulares, disminuye la fuerza tangencial aplicada (y el esfuerzo cortante actuante). En la práctica, la prueba se suspende una vez que la resistencia máxima ha quedado bien definida; sin embargo, si la prueba continúa,

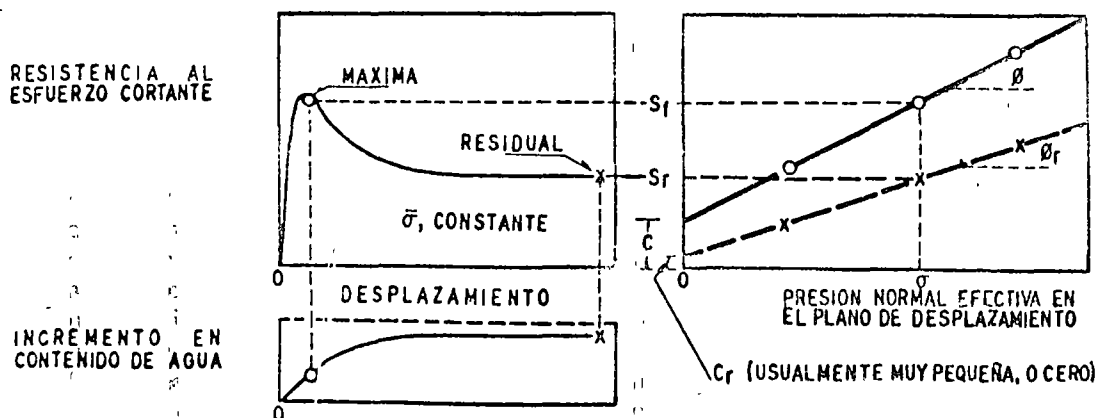


Figura 1-67. Resistencia máxima y residual y característica de resistencia al esfuerzo cortante de una arcilla preconsolidada.

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 I-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), podrían 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 preconsolidada 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 ideas sobre la resistencia residual. Para ello define el concepto Factor Residual  $R$ , por medio de la expresión

$$R = \frac{s_f - \bar{s}}{s_f - s_r} \quad (1-79)$$

donde

$s_f$  = resistencia máxima de la arcilla.

$s_r$  = resistencia residual de la misma.

$\bar{s}$  = esfuerzo cortante promedio actuante en la superficie de falla bajo estudio.

Skempton analizó la estabilidad de diversos taludes fallados y para ellos encontró el esfuerzo normal efectivo promedio y la resistencia al esfuerzo cortante promedio en la superficie de la falla. Como se trató de fallas reales,  $\bar{s}$  puede simplemente obtenerse de la consideración de que el factor de seguridad sea igual a la unidad. Posteriormente comparó esta  $\bar{s}$  con las resistencias máxima y residual de la arcilla, correspondientes al esfuerzo normal efectivo que existía en la superficie de falla; en esta forma pudo calcular el factor residual para cada caso analizado. Si para un caso dado la resistencia con que falló el talud es la máxima, se tiene  $R = 0$  y si aquella es igual a la residual,  $R$  será igual a 1.

Otra interpretación alternativa para el factor residual se obtiene escribiendo la expresión 1-79 como

$$\bar{s} = R s_r + (1 - R) s_f \quad (1-80)$$

En esta expresión puede interpretarse a  $R$  como un número que indica la parte de la superficie de falla total a lo largo de la cual la resistencia se ha reducido a su valor residual.

El objetivo de Skempton fue relacionar en lo posible el valor de  $R$  con el tipo de arcilla que forma el talud. Si la resistencia puede llegar a la resistencia residual, recomienda el uso de esta última en los análisis prácticos.

En arcillas sin fisuras y grietas, encuentra que es muy pequeña y despreciable la disminución de re-

sistencia en la falla respecto a la máxima, por lo que en estos casos se podría usar en general dicha resistencia máxima; considera también que los terraplenes de arcilla compactada pueden calcularse considerando la resistencia máxima. Finalmente, si ha ocurrido una falla, cualquier movimiento posterior sobre la superficie de falla formada ocurrirá actuando la resistencia residual, independientemente de la arcilla que se tenga.

## REFERENCIAS

1. Juárez Badillo, E. y Rico, A. *Mecánica de Suelos*, Tomo I *Fundamentos de la Mecánica de Suelos*, Cap. III. Ediciones de la Facultad de Ingeniería, U.N.A.M., México, 1969 (2ª Edición).
2. Juárez Badillo, E. y Rico, A. *Mecánica de Suelos*, Tomo I *Fundamentos de la Mecánica de Suelos*, Cap. IX. Ediciones de la Facultad de Ingeniería, U.N.A.M., México, 1969 (2ª Edición).
3. Juárez Badillo, E. y Rico, A. *Mecánica de Suelos*, Tomo I *Fundamentos de la Mecánica de Suelos*, Cap. II. Ediciones de la Facultad de Ingeniería, U.N.A.M., México, 1969 (2ª Edición).
4. Lambe, T. W. y Whitman, R. V. *Mecánica de Suelos* (Trad. J. A. Jiménez Salas y J. M. Rodríguez), Cap. 4. Limusa-Wiley, S. A., México, 1972.
5. Juárez Badillo, E. y Rico, A. *Mecánica de Suelos*, Tomo I *Fundamentos de la Mecánica de Suelos*, Cap. IV. Ediciones de la Facultad de Ingeniería, U.N.A.M., México, 1969 (2ª Edición).
6. Terzaghi, Karl. Modern conceptions concerning Foundation Engineering, *Journal of the Boston Society of Civil Engineers*, Contributions to Soil Mechanics, 1925-1940. Edición 1959.
7. Casagrande, A. The Structure of Clay and its Importance in Foundation Engineering, *Journal of the Boston Society of Civil Engineers*, Contributions to Soil Mechanics, 1925-1940. Edición 1959.
8. Lambe, T. W. y Whitman, R. V. *Mecánica de Suelos* (Trad. J. A. Jiménez Salas y J. M. Rodríguez), Cap. 5. Limusa-Wiley, México, 1972.
9. Casagrande, A. Classification and Identification of Soils, *Trans. ASCE*, Vol. 113, págs. 901-1948.
10. Juárez Badillo, E. y Rico, A. *Mecánica de Suelos*, Tomo I *Fundamentos de la Mecánica de Suelos*, Cap. VI. Ediciones de la Facultad de Ingeniería, U.N.A.M., México, 1969 (2ª Edición).
11. Lambe, T. W. y Whitman, R. V. *Mecánica de Suelos* (Trad. de J. A. Jiménez Salas y J. M. Rodríguez), Cap. 3. Limusa-Wiley, S. A., México, 1972.
12. Skempton, A. W. The Colloidal Activity of Clays, *Memoria del Tercer Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cementaciones*, 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*, París, 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 Infiernillo 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, Berlín, 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.



## 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 dedicales 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 menos que puede esperar un técnico de un sistema de clasificación es que sirva para normar su criterio respecto al suelo en cuestión, antes de que adquiera conocimientos más profundos y extensos de las propiedades del mismo; así, al usar el sistema será posible, entre otras cosas, obtener criterios para saber en qué direcciones es conveniente profundizar la investigación.

A pesar de su sencillez, los criterios de clasificación puramente granulométricos resultan hoy poco apropiados, porque la correlación de la distribución granulométrica con las propiedades fundamentales (resistencia, compresibilidad, relaciones esfuerzo-deformación, permeabilidad, etc.) resulta demasiado insegura y sujeta a excepciones y casos especiales.

Apenas hay duda de que en el momento presente el sistema más efectivo de clasificación de suelos es el propuesto por A. Casagrande (Ref. 1) y conocido con el nombre de Sistema Unificado de Clasificación de Suelos. En la Ref. 2 puede verse una descripción detallada de tal sistema y del trabajo experimental que condujo a A. Casagrande a su formulación.

El sistema clasifica a los suelos finos principalmente con base en sus características de plasticidad, cuya correlación con las propiedades mecánicas básicas es consistente y confiable, según se comentó en el capítulo I de este libro. Los suelos gruesos, mayores que la malla N° 200 (0.074 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 coordenado 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:

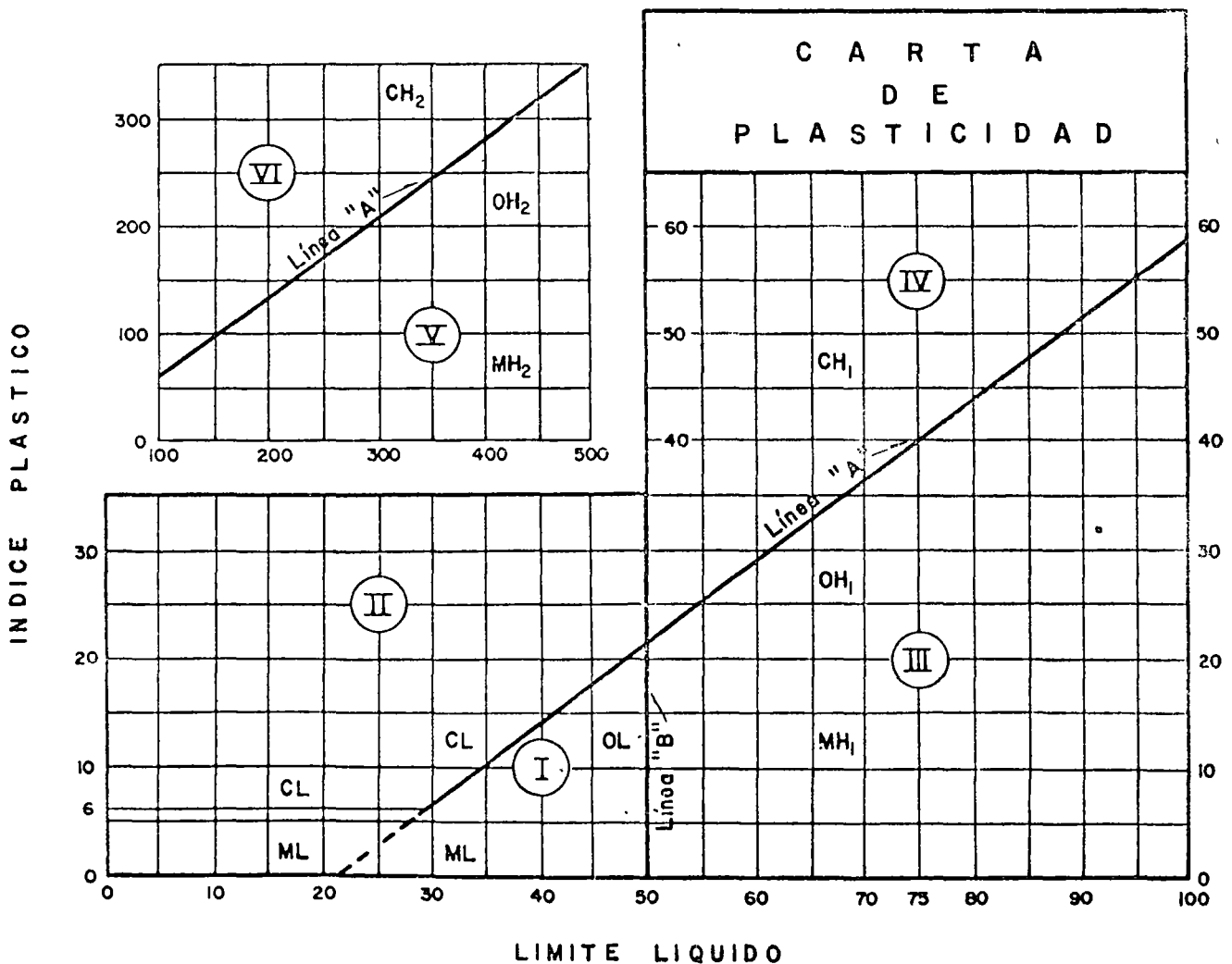


Figura II-1 Carta de plasticidad tal como se usa en la Secretaría de Obras Públicas de México.

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 suco 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 suco mo y mjala).

Arcillas inorgánicas, de símbolo C (clay).

Limos y arcillas orgánicas, de símbolo genérico O (organic).

Cada uno de estos tres tipos de suelos se subdivide en dos grupos, según su límite líquido. Si éste es menor de 50%, es decir, si son suelos de compresibilidad baja o media, se añade al símbolo genérico la letra L (low compressibility), y por esta combinación se obtienen los grupos ML, CL y OL. Los suelos finos con límite líquido mayor de 50%, o sea de alta compresibilidad, llevan tras el símbolo genérico la letra H (high compressibility), y así se tienen los grupos MH, CH y OH.

Debe notarse que las letras L y H no se refieren a baja o alta plasticidad, pues esta propiedad del suelo, como se ha dicho, ha de expresarse en función de dos parámetros (LL e Ip), mientras que en el caso actual sólo interviene el valor del límite líquido. Por otra parte, ya se hizo notar que la compresibilidad de un suelo es una función directa del límite líquido, de modo que un suelo es más compresible a mayor límite líquido.

También es preciso tener en cuenta que el término compresibilidad, tal como aquí se trata, se refiere a la pendiente del tramo virgen de la curva de compresibilidad y no a la condición actual del suelo inalterado, pues éste puede estar parcialmente seco o preconsolidado.

Los suelos altamente orgánicos, usualmente fibrosos, tales como turbas y suelos pantanosos, extremadamente compresibles, forman un grupo independiente de símbolo Pt (del inglés Peat, turba).

Los distintos grupos de suelos finos ya mencionados se describen a continuación en forma más detallada.

### 1) Grupos CL y CH

En estos grupos se encasillan las arcillas inorgánicas. El grupo CL comprende a la zona sobre la línea A, definida por  $LL < 50\%$  e  $I_p > 6\%$  ( $I_p > 7\%$  en el sistema originalmente propuesto por A. Casagrande).

El grupo CH corresponde a la zona arriba de la línea A, definida por  $LL > 50\%$ . En este grupo CH se encasillan las arcillas formadas por descomposición química de cenizas volcánicas, tales como la bentonita o la arcilla del Valle de México, con límites líquidos de hasta 500%.

### 2) Grupos ML y MH

El grupo ML comprende la zona bajo la línea A, definida por  $LL < 50\%$ , y la porción sobre la línea A con  $I_p < 6\%$  ( $I_p < 4\%$  en el sistema original). El grupo MH corresponde a la zona debajo de la línea A, definida por  $LL > 50\%$ .

En estos grupos quedan comprendidos los limos típicos inorgánicos y limos arcillosos. Los tipos comunes de limos inorgánicos y polvo de roca, con  $LL < 30\%$ , se ubican en el grupo ML. Los 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 feldespatos de rocas graníticas; a pesar de que el nombre de arcillas está muy difundido para estos suelos, algunas de sus características corresponden a limos inorgánicos; por ejemplo, su resistencia en estado seco es relativamente baja y en estado húmedo muestran cierta reacción a la prueba de dilatancia; sin embargo, son suelos finos y suaves con un alto porcentaje de partículas tamaño de arcilla, comparable con el de otras arcillas típicas, localizadas arriba de la línea A. En algunas ocasiones estas arcillas caen en casos de frontera ML-CL y MH-CH, dada su proximidad con dicha línea. (Véase la Tabla II-2.)

Las tierras diatomáceas prácticamente puras suelen no ser plásticas, por más que su límite líquido pueda ser mayor que 100% (MH). Sus mezclas con otros suelos de partículas finas son también de los grupos ML o MH.

### 3) Grupos OL y OH

Las zonas correspondientes a estos dos grupos son las mismas que las de los grupos ML y MH, respectivamente, si bien los orgánicos están siempre en lugares próximos a la línea A.

Una pequeña adición de materia orgánica coloidal hace que crezca el límite líquido de una arcilla inorgánica, sin apreciable cambio de su índice plástico; esto hace que el suelo se desplace hacia la derecha en la Carta de Plasticidad, pasando a ocupar una posición más alejada de la línea A.

### 4) Grupo Pt

En la mayoría de los suelos turbosos las pruebas de límites pueden ejecutarse después de un completo remoldeo. El límite líquido de estos suelos suele estar entre 300 y 500%, quedando su posición en la Carta de Plasticidad notablemente abajo de la línea A; el índice plástico normalmente varía entre 100 y 200%.

Similarmente al caso de los suelos gruesos, cuando un material fino no cae claramente en uno de los grupos, se usarán para él símbolos dobles de frontera. Por ejemplo, MH-CH representará un suelo fino con  $LL > 50\%$  e índice plástico tal que el material quede situado prácticamente sobre la línea A.

El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos no se concreta a ubicar al material dentro de uno de los grupos enumerados, sino que abarca además una descripción del mismo, tanto alterado como inalterado. Esta descripción puede jugar un papel importante en la formación de un sano criterio técnico y, en ocasiones, puede resultar de fundamental importancia para poner de manifiesto características que escapan a la mecánica de las pruebas que se realizan. Un ejemplo típico de ello es la 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 añadirán datos sobre estratificación, compacidad, cementación, condiciones de humedad y características de drenaje.

En los suelos finos, se proporcionarán, en general, los siguientes datos: nombre típico, grado y carácter de su plasticidad, cantidad y tamaño máximo de las partículas gruesas, color del suelo húmedo, olor, nombre local y geológico, aparte de cualquier otra información descriptiva pertinente, de acuerdo con la aplicación que se vaya a hacer del material.

Respecto del suelo en estado inalterado, deberá agregarse información relativa a su estructura, estratificación, consistencia en los estados inalterado y remoldeado, condiciones de humedad y características de drenaje.

### c. IDENTIFICACION DE SUELOS

El problema de la identificación de suelos es de importancia fundamental en la ingeniería; identificar un suelo es, en rigor, encasillarlo dentro de un sistema previo de clasificación. En este caso concreto, es colocarlo en alguno de los grupos mencionados dentro del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos; obviamente en el grupo que le corresponda según sus características. La identificación permite conocer, en forma cualitativa, las propiedades mecánicas e hidráulicas del suelo, atribuyéndole las del grupo en que se sitúa; 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 orgánicos, tales como el típico polvo de roca, dan una reacción rápida moderada.

La velocidad con que la pastilla cambia su consistencia y con la que el agua aparece y desaparece, define la intensidad de la reacción e indica el carácter de los finos del suelo. Una reacción rápida es típica en arenas finas uniformes, no plásticas (SP y SM) y en algunos limos inorgánicos (ML), particularmente del tipo polvo de roca; también en tierras diatomáceas (MH). Al disminuir la uniformidad en

estos suelos, la reacción se hace menos rápida. Contenidos ligeros de arcilla coloidal imparten algo de plasticidad al suelo, por lo que la reacción en estos materiales se vuelve más lenta; esto sucede en los limos inorgánicos y orgánicos ligeramente plásticos (ML, OL), en arcillas muy limosas (CL-MI) y en muchas arcillas de tipo caolín (ML, ML-CL, MH y 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 arenosos, bajo la acción dinámica de los impactos contra la mano; esto reduce la relación de vacíos del material, expulsando al agua de ellos. El amasado posterior aumenta de nuevo la relación de vacíos y el agua se restituye a esos vacíos. Los suelos arcillosos no sufren esos efectos bajo cargas dinámicas, por lo cual no producen reacción.

**Tenacidad.** La potencialidad de la fracción coloidal arcillosa de un suelo se identifica por la mayor o menor tenacidad del rollito al acercarse al límite plástico y por la rigidez de la muestra al romperse finalmente entre los dedos. La debilidad del rollito en el límite plástico y la pérdida rápida de la coherencia de la muestra al rebasar este límite, indican la presencia de arcilla inorgánica de baja plasticidad o de materiales tales como arcilla del tipo caolín; las arcillas orgánicas se sienten muy débiles y esponjosas al tacto, en el límite plástico.

Cuanta más alta sea la posición del suelo respecto a la línea A (CL, CH), más rígido y tenaz será el rollito cerca del límite plástico, y más rígida también se notará la muestra al romperse entre los dedos, abajo del límite plástico. En suelos ligeramente sobre la línea A, tales como arcillas glaciales (CL, CH), los rollitos son de media tenacidad cerca de su límite plástico y la muestra comienza pronto a desmoronarse en el amasado, al bajar su contenido de agua. Casi sin excepción, los suelos que están debajo de la línea A (ML, MH, OL, y OH) producen rollitos poco tenaces cerca del límite plástico; en el caso de suelos orgánicos y micáceos, muy abajo de la línea A, los rollitos se muestran muy débiles y esponjosos. También en todos los suelos bajo la línea A, excepto los OH próximos a ella, la masa producto de la manipulación entre los dedos, posterior al rolado, se muestra suelta y se desmorona fácilmente, cuando el contenido de agua es menor que el correspondiente al límite plástico.

Cuando se trabaje en lugares en que la humedad ambiente sea casi constante, el tiempo que transcurre hasta que se alcance el límite plástico será una medida relativamente tosca del índice plástico del suelo. Por ejemplo, una arcilla CH con  $LL = 70\%$  e  $I_p = 50\%$  o una OH con  $LL = 100\%$  e  $I_p = 50\%$  precisan mucho más tiempo de manipulación para llegar al límite plástico que una arcilla glacial del tipo CL. En limos poco plásticos, del grupo 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. CARACTERISTICAS 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, compacidad, 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.

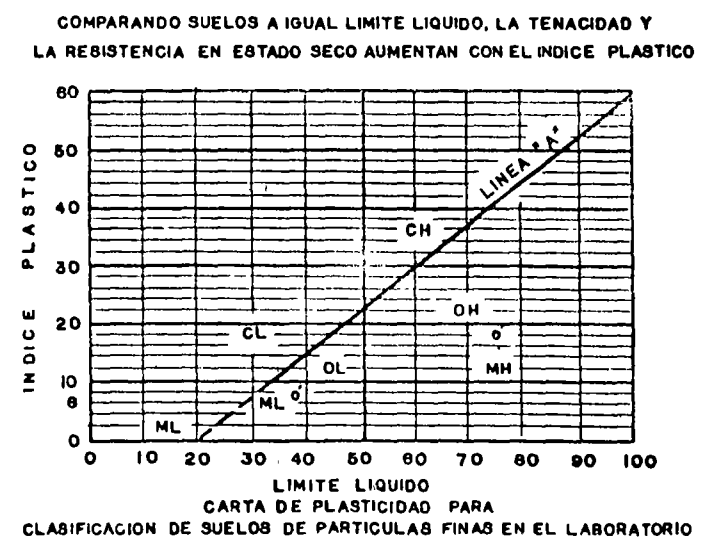
##### 9) *Cementación*

La cementación química entre los fragmentos deberá expresarse con los términos: nula, ligera, media



TABLA II-2

CRITERIO DE CLASIFICACION EN EL LABORATORIO				
		SIMBO- LOS DEL GRUPO		
<p>SUELOS DE PARTICULAS GRUESAS MAS DE LA MITAD DEL MATERIAL ES RETENIDO EN LA MALLA N° 200 (◇)</p> <p>(USEBE LA CURVA GRANULOMETRICA PARA IDENTIFICAR LAS FRACCIONES DE SUELO)</p>	<p>GRAVAS MAS DE LA MITAD DE LA FRACCION GRUESA ES RETENIDA EN LA MALLA N° 4</p> <p>(Usease la curva granulométrica para identificar las fracciones de suelo)</p>	GW	<p>DETERMINESE LOS PORCENTAJES DE GRAVA Y ARENA DE LA CURVA GRA — MULOMETRICA DEPENDIENDO DEL PORCENTAJE DE FINOS (FRACCION QUE PASA LA MALLA N° 200) LOS SUELOS GRUESOS SE CLASIFICAN COMO SIGUEN MENOS DE 5%: GW, GP, SW, SP MAS DE 5%: GM, GC, SM, SC</p>	<p>COEF. DE UNIFORMIDAD (<math>C_u</math>) COEF. DE CURVATURA (<math>C_c</math>)</p> <p><math>C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}</math> . MAYOR DE 4      <math>C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} D_{60}}</math> . ENTRE 1 y 3</p>
		GP		NO SATISFACEN TODOS LOS REQUISITOS DE GRADUACION PARA GW
		GM		LIMITES DE PLASTICIDAD ABAJO DE LA LINEA "A" O $I_p$ MENOR QUE 6
		GC		LIMITES DE PLASTICIDAD ARRIBA DE LA LINEA "A" CON $I_p$ MAYOR QUE 6
		SW		<p><math>C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}</math> . MAYOR DE 6      <math>C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} D_{60}}</math> . ENTRE 1 y 3</p>
	<p>ARENAS MAS DE LA MITAD DE LA FRACCION GRUESA PASA LA MALLA N° 4</p> <p>(Usease la curva granulométrica para identificar las fracciones de suelo)</p>	SP		NO SATISFACEN TODOS LOS REQUISITOS DE GRADUACION PARA SW
		SM		LIMITES DE PLASTICIDAD ABAJO DE LA LINEA "A" O $I_p$ MENOR QUE 6
		SC		LIMITES DE PLASTICIDAD ARRIBA DE LA LINEA "A" CON $I_p$ MAYOR QUE 6
		ML		<p>EQUIVALENCIA DE SIMBOLOS</p> <p>G. GRAVA M. LIMO O. SUELOS ORGANICOS W. BIEN GRADUADOS L. BAJA COMPRESIBILIDAD S. ARENA C. ARCILLA P<sub>t</sub> TURBA P. MAL GRADUADA H. ALTA COMPRESIBILIDAD</p>
		CL		
OL				
MH				
CH				
<p>SUELOS DE PARTICULAS FINAS MAS DE LA MITAD DEL MATERIAL PASA LA MALLA N° 200</p> <p>(USEBE LA CURVA GRANULOMETRICA PARA IDENTIFICAR LAS FRACCIONES DE SUELO)</p>	OH			
	P <sub>t</sub>			
<p>SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS</p>				



◇ TODOS LOS TAMAÑOS DE LAS MALLAS EN ESTA CARTA SON LOS U.S. STANDAR



# SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE (VERSION S.O.P.)

PROCEDIMIENTO DE IDENTIFICACION EN EL CAMPO (Excluyendo las partículas mayores de 7.6 cm. (3") y basando las fracciones en pesos estimados)				
<b>SUELOS DE PARTICULAS GRUESAS</b> Más de la mitad del material es retenido en la malla N° 200 (φ)	Más de la mitad de las partículas son aproximadamente las mas pequeñas visibles a simple vista	<b>GRAVAS</b> Más de la mitad de la fracción gruesa es retenida en la malla N° 4	<b>GRAVAS LIMPIAS</b> (Poco o nada de partículas finas)	
		<b>ARENAS</b> Más de la mitad de la fracción gruesa pasa la malla N° 4 Para clasificación visual puede usarse 1/2 cm como equivalente a la abertura de la malla N° 4	<b>GRAVAS con FINOS</b> (Cantidad apreciable de partículas finas)	AMPLIA GAMA EN LOS TAMAÑOS DE LAS PARTICULAS Y CANTIDADES APRECIABLES DE TODOS LOS TAMAÑOS INTERMEDIOS.  PREDOMINIO DE UN TAMAÑO O UN TIPO DE TAMAÑOS CON AUSENCIA DE ALGUNOS TAMAÑOS INTERMEDIOS.
			<b>ARENAS LIMPIAS</b> (Poco o nada de partículas finas)	FRACCION FINA POCO O NADA PLASTICA (PARA IDENTIFICACION VEASE GRUPO ML ABAJO).  FRACCION FINA PLASTICA (PARA IDENTIFICACION VEASE GRUPO CL ABAJO).
		<b>ARENAS con FINOS</b> (Cantidad apreciable de partículas finas)	<b>ARENAS LIMPIAS</b> (Poco o nada de partículas finas)	AMPLIA GAMA EN LOS TAMAÑOS DE LAS PARTICULAS Y CANTIDADES APRECIABLES DE TODOS LOS TAMAÑOS INTERMEDIOS.  PROMEDIO DE UN TAMAÑO O UN TIPO DE TAMAÑOS CON AUSENCIA DE ALGUNOS TAMAÑOS INTERMEDIOS.
			<b>ARENAS con FINOS</b> (Cantidad apreciable de partículas finas)	FRACCION FINA POCO O NADA PLASTICA (PARA IDENTIFICACION VEASE GRUPO ML ABAJO)  FRACCION FINA PLASTICA (PARA IDENTIFICACION VEASE GRUPO CL ABAJO).
		PROCEDIMIENTOS DE IDENTIFICACION EN LA FRACCION QUE PASA LA MALLA N° 40		
<b>SUELOS DE PARTICULAS FINAS</b> Más de la mitad del material pasa la malla N° 200 (Las partículas de 0.074 mm de diámetro (malla N° 200))	<b>LIMOS Y ARCILLAS</b> LIMITE LIQUIDO MENOR DE 50	<b>RESISTENCIA EN EDO SECO</b> (CARACTERISTICAS AL ROMPIMIENTO).	<b>DILATANCIA</b> REACCION AL AGITADO	<b>TENACIDAD</b> (CONSISTENCIA CERCA DEL LIMITE PLASTICO)
		NULA A LIGERA	RAPIDA A LENTA	NULA
		MEDIA A ALTA	NULA A MUY LENTA	MEDIA
		LIGERA A MEDIA	LENTA	LIGERA
	<b>LIMOS Y ARCILLAS</b> LIMITE LIQUIDO MAYOR DE 50	LIGERA A MEDIA	LENTA A NULA	LIGERA A MEDIA
		ALTA A MUY ALTA	NULA	ALTA
		MEDIA A ALTA	NULA A MUY LENTA	LIGERA A MEDIA
		FACILMENTE IDENTIFICABLES POR COLOR OLOR SENSACION ESPONJOSA Y FRECUENTEMENTE POR SU TEXTURA FIBROSA		

\* CLASIFICACIONES DE FRONTERA - Los suelos que posean las características de dos grupos  
 φ Todos los tamaños de las mallas en esta carta son los US Standard



# SUELOS

SIMBOLOS DEL GRUPO (*)	NOMBRES TIPICOS	INFORMACION NECESARIA PARA LA DESCRIPCION DE LOS SUELOS
GW	GRAVAS BIEN GRADUADAS, MEZCLAS DE GRAVA Y ARENA CON POCO O NADA DE FINOS	<p>Dése el nombre típico, indíquense los porcentajes aproximados de grava y arena, tamaño — máximo, angulosidad, características de la superficie y dureza de las partículas gruesas; nombre — local y geológico, cualquier otra información descriptiva pertinente y el símbolo entre paréntesis.</p> <p>Para los suelos inalterados agréguese información sobre estratificación, compactación, cementación, condiciones de humedad y características de drenaje</p> <p>Ejemplo:            Arena limosa, con grava, como un 20% de grava de partículas duras angulosas y de 15 cm — de tamaño máximo; arena gruesa a fina de partículas redondeadas a subangulosas, alrededor de 15% de finos no plásticos de baja resistencia en edo. seco; compacta y húmeda en el lugar, arena aluvial (SM).</p>
GP	GRAVAS MAL GRADUADAS, MEZCLAS DE GRAVA Y ARENA CON POCO O NADA DE FINOS	
GM	GRAVAS LIMOSAS, MEZCLAS DE GRAVA, ARENA Y LIMO	
GC	GRAVAS ARCILLOSAS, MEZCLAS DE GRAVA — ARENA Y ARCILLA	
SW	ARENAS BIEN GRADUADAS, ARENAS CON GRAVA CON POCO O NADA DE FINOS.	
SP	ARENAS MAL GRADUADAS, ARENAS CON GRAVA CON POCO O NADA DE FINOS.	
SM	ARENAS LIMOSAS, MEZCLAS DE ARENA Y LIMO	
SC	ARENAS ARCILLOSAS, MEZCLAS DE ARENA Y ARCILLA	
ML	LIMOS INORGANICOS, POLVO DE ROCA, LIMOS ARENOSOS O ARCILLOSOS LIGERAMENTE PLASTICOS.	
CL	ARCILLAS INORGANICAS DE BAJA A MEDIA PLASTICIDAD, ARCILLAS CON GRAVA, ARCILLAS ARENOSAS, ARCILLAS LIMOSAS, ARCILLAS POBRES	
OL	LIMOS ORGANICOS Y ARCILLAS LIMOSAS ORGANICAS DE BAJA PLASTICIDAD	
MH	LIMOS INORGANICOS, LIMOS MICACEOS O DIATOMACEOS, LIMOS ELASTICOS	
CH	ARCILLAS INORGANICAS DE ALTA PLASTICIDAD, ARCILLAS FRANCAS	
OH	ARCILLAS ORGANICAS DE MEDIA A ALTA PLASTICIDAD, LIMOS ORGANICOS DE MEDIA PLASTICIDAD.	
Pt	TURBA Y OTROS SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS	

Se designan con la combinación de los símbolos Ejemplo GW-GC mezcla de grava y arena bien graduada con cementante arcilloso



**PROCEDIMIENTO DE IDENTIFICACION PARA  
SUELOS FINOS O FRACCIONES FINAS  
DE SUELO EN EL CAMPO**

Estos procedimientos se ejecutan con la 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)**

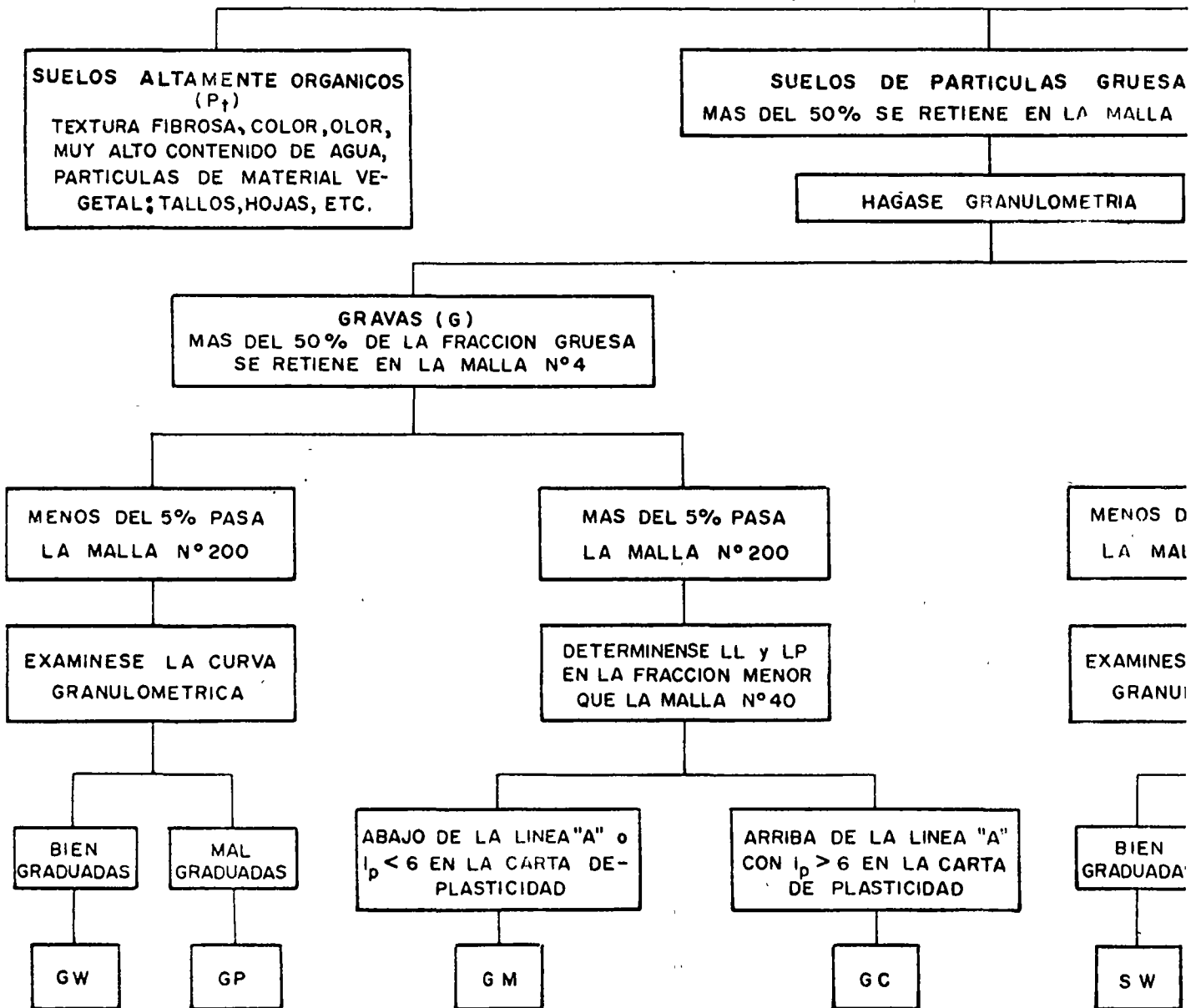
Después de eliminar las partículas mayores que la malla N° 40, móldese un cilindro de suelo de 2.5 cm de diámetro por 2.5 cm de altura hasta alcanzar una consistencia de masilla, añadiendo agua si es necesario. Déjese secar completamente la pastilla en un horno, al sol o al aire y pruébese su resistencia 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, móldese 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 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.







NOTA: Los tamaños de las mallas son de la  
Si los finos interfieren con las propiedades  
de libre, úsese un símbolo doble tal como



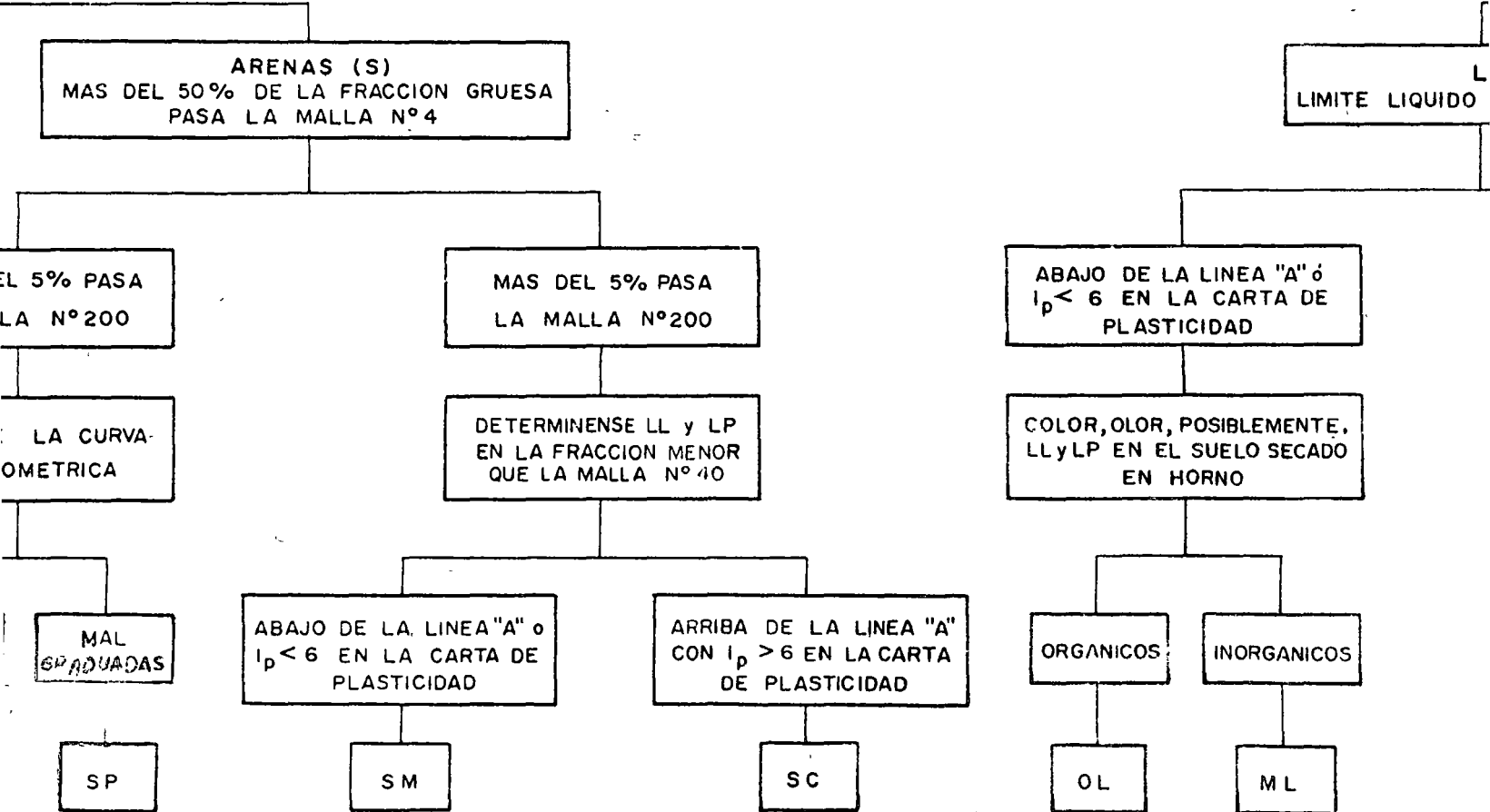
TABLA II-3

PROCEDIMIENTO AUXILIAR PARA IDENTIFICACION DE SUELOS EN EL LABORATORIO

S. U. C. S. (versión S.O.P.)

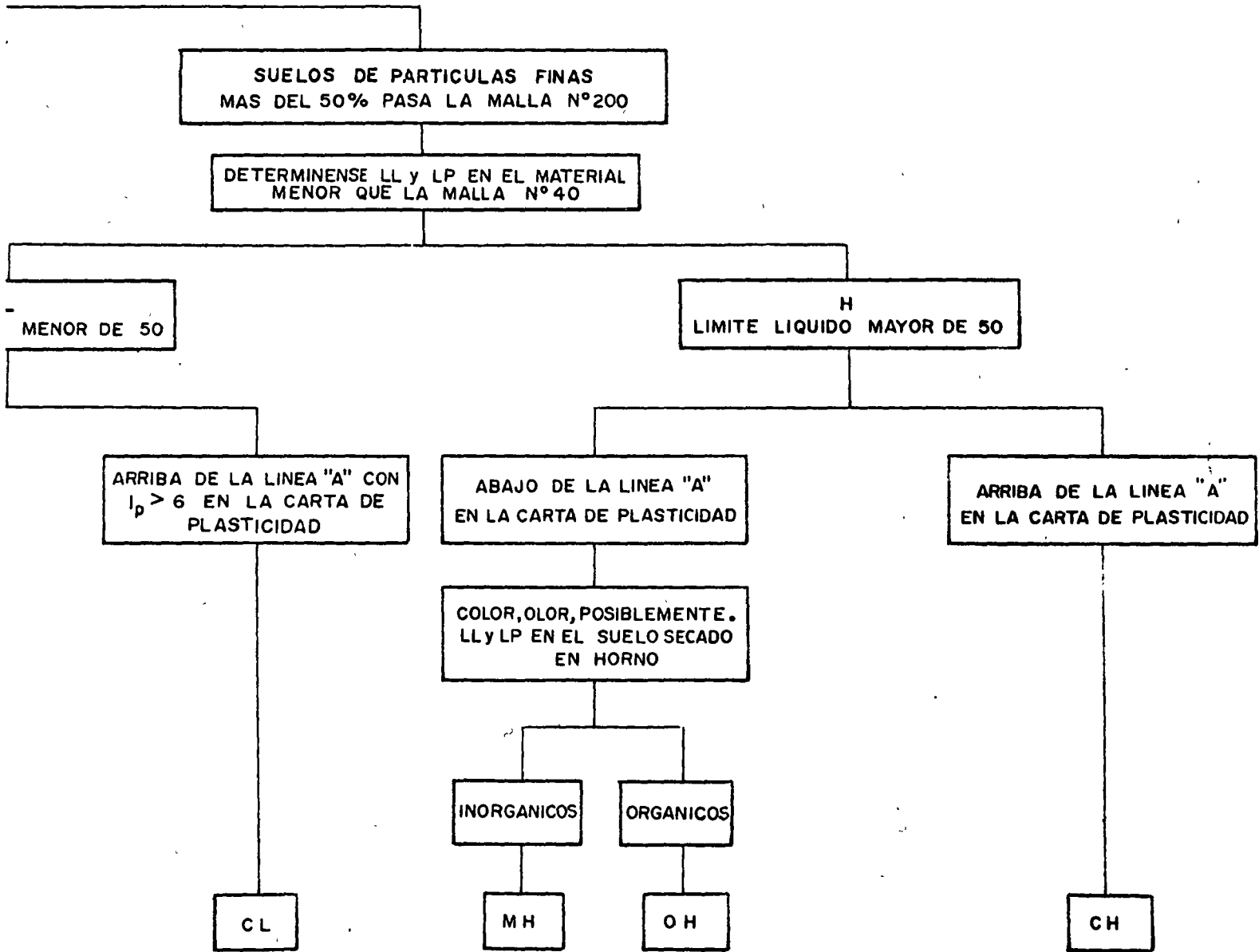
HAGASE UN EXAMEN VISUAL DEL SUELO PARA DETERMINAR SI ES ALTAMENTE ORGANICO, DE PARTICULAS GRUESAS O DE PARTICULAS FINAS, EN LOS CASOS DE FRONTERA DETERMINESE LA CANTIDAD QUE PASA POR LA MALLA N°200.

SI  
MAS DEL 5% PASA  
LA MALLA N°200



IS Standard  
s d ena-  
3W- GM,etc







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 porfírico)	INTRUSIVAS (Grano grueso)	
CUARZO $SiO_2$		RIOLITA	GRANITO	ROCAS CLARAS
FELDESPATO POTÁSICO (Ortoclasa) $KAlSi_3O_8$		TRAQUITA	SIENITA	
FELDESPATO SODICO-CÁLCICO (Plagioclasas) $CaAl_2Si_2O_8$ $NaAlSi_3O_8$		ANDESITA	DIORITA	
Silicatos Ferromagnesianos. Micas MB Hornblenda Piroxena Olivino		BASALTO	GABRO	
		AUGITITA	PIROXENITA	
		LIMBURGITA	PERIDOTITA	

ORIGEN	NATURALEZA	R O C A		
ERUPCIONES TRANQUILAS	VITREA	OBSIDIANA		
		PERLITA		
		PIEDRA POMEZ *		
		RETINITA (Piedra Pez)		
ERUPCIONES EXPLOSIVAS	PIROCLASTICA (FRAGMENTOS)	PIEDRA POMEZ		
		BLOQUES		
		BOMBAS		
		Sueltos	Consolidadas	} AGLOMERADO
		GRAVAS	BRECHAS	
		LAPILLI	TOBAS	
		ARENAS	ARENISCAS	
		CENIZAS	TOBAS	
		POLVOS	TOBAS	

\* Includa aquí solo por ser vítrea.

\*\* 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
O R G A N I C O	SALINA	EVAPORITAS: SAL GEMA YESO BORAX TEQUESQUITE CRISTALILLO
	CALCAREA	CALIZA CORAL COQUINA CRETA (SASCAB)
	SILICOSA	DIATOMITA (TIZAR)
O R G A N I C O	CARBONOSA	TURBA LIGNITO HULLA ANTRACITA



TABLA II-6

ROCAS METAMORFICAS	
ROCA ORIGINAL	PRODUCTO METAMORFICO
ARENISCA	CUARCITA
CALIZA	MARMOL
LUTITA	PIZARRA
BASICAS	ESQUISTOS, SERPENTINA, ETC.
GRANITO, DIORITA Y CONGLOMERADO	GNEISS

3. Habiéndose determinado el nombre de la roca, se consulta la descripción correspondiente, con el fin de comprobar su clasificación.

## B. TEXTURA DE LAS ROCAS

La textura de una roca está representada por el orden, la orientación, el tamaño, la forma y el enlace de las partículas que la constituyen y que se observan a simple vista o con la ayuda de una lente de poco aumento. Quedan excluidas las innumerables texturas que, aunque formadas en los mismos principios, sólo son visibles al microscopio a través de una lámina delgada de la roca.

### a. Texturas comunes de las rocas ígneas

Las diferencias en el grado de cristalización y en el tamaño de los cristales determinan la textura de una roca ígnea; ambos factores están controlados en primer lugar por la velocidad de enfriamiento, aunque pueden tener intervención la constitución química del magma y su contenido de materiales volátiles.

1) *Piroclástica*. Constituida por partículas de vidrio volcánico, trozos pequeños de pómez, fenocristales y fragmentos de roca volcánica, cementados. Las partículas de vidrio y la pómez pueden alterarse en parte, convirtiéndose en arcillas. Las rocas piroclásticas son el producto de explosiones volcánicas.

2) *Vítrea*. Constituida esencialmente de vidrio volcánico. Pueden estar diseminados en el vidrio pequeños fenocristales de feldespato o de otros minerales.

El vidrio puede ser espumoso, lleno de minúsculas burbujas que forman una textura vítrea pumítica.

3) *Afanítica*. Constituida principalmente por diminutos cristales (menores de 0.5 mm) con residuo vítreo entre los cristales, o sin él. Aun cuando los cristales pueden observarse a simple vista, no es posible identificarlos sin la ayuda del microscopio. Su presencia da a la roca un lustre pétreo u opaco, en con-

traste con el lustre de vidrio de las rocas de textura vítrea. La mayor parte de las corrientes de lava tienen textura afanítica; en algunas, la corriente ha alineado a los pequeños granos minerales que dan a la roca una apariencia bandeada o fluidal.

4) *Granular*. (Fanerítica.) Constituida por cristales lo suficientemente grandes para verlos e identificarlos sin la ayuda de una lente o de un microscopio. Hay rocas en las que el tamaño medio puede variar desde 0.5 mm hasta más de 1 cm; las rocas granulares comunes, como el granito, tienen granos de tamaño de 3 a 5 mm en promedio.

5) *Porfirítica*. Compuesta de dos tamaños diferentes de los minerales, que dan a la roca una apariencia moteada. A causa de que en pequeños cuerpos intrusivos o en las lavas la textura porfirítica es la más común, ha sido atribuida a un cambio en la velocidad de enfriamiento mientras el magma estaba en cristalización. El proceso de deformación puede explicarse imaginando un gran cuerpo de magma subterráneo que puede enfriarse hasta una temperatura a la que 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 vítrea porfirítica aparece en algunas corrientes de lava y en los fragmentos de pómez de las rocas piroclásticas. Otras condiciones diferentes a las de un cambio de la velocidad de enfriamiento rara vez pueden producir rocas porfiríticas.



b. *Texturas comunes de las rocas sedimentarias*

Las diferencias entre la naturaleza de las partículas constituyentes y la manera en que están unidas, determinan la textura de una roca sedimentaria.

1) *Clástica*. Constituida por fragmentos de rocas, partículas minerales o conchas, cuyo conjunto ha sido cementado. Pueden hacerse distinciones posteriores acerca del tamaño de las partículas y del grado de desgaste de los fragmentos individuales.

2) *Orgánica*. Constituida por acumulaciones de detritus orgánicos (conchas, residuos, huesos, etc.), en los cuales las partículas orgánicas individuales están tan bien conservadas (ni rotas, ni desgastadas notablemente), que los rasgos orgánicos dominan en la textura de la roca.

3) *Cristalina*. Constituida por cristales que han sido precipitados de soluciones y entrelazados íntimamente por mutua interpenetración durante su crecimiento. La roca debe su coherencia a este enlazamiento de cristales y no a la presencia de un cementante, como en el caso de las texturas clásticas y orgánicas.

c. *Texturas comunes de las rocas metamórficas*

Las diferencias en la orientación o alineamiento de los cristales y el tamaño de los mismos, determinan la textura de una roca metamórfica. Hay dos grupos generales de texturas. Las texturas foliadas, en las cuales los minerales laminares o en forma de hoja, como la mica y la clorita, están casi todos alineados paralelamente unos con otros, de tal manera que la roca se divide fácilmente a lo largo de los 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) *Gnéisica*. 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 foliadas o débilmente foliadas. Compuesta de granos minerales que se interpenetran mutuamente y que cristalizaron simultáneamente. Los minerales son lo suficientemente grandes como para ser identificados con facilidad sin el uso de microscopio y son todos del tipo equidimensional, tales como el feldespato, el cuarzo, el granate y la piroxena.

5) *Felsítica córnea*. No foliada. Los granos minerales son por lo común microscópicos o ultramicroscópicos, aunque unos cuantos pueden ser visibles; se rompen en fragmentos de ángulos muy agudos con superficies de fractura curva.

### C. ESTRUCTURA DE LAS ROCAS

Es la serie de rasgos morfológicos megascópicos de las rocas, debidos a oquedades, deformaciones o discontinuidades.

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", ó— 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 romboidricas</u>	3	2.72	Generalmente incolora, blanca o amarilla, o de cualquier color debido a impurezas. Transparente u opaca, la variedad transparente muestra muy <u>fuerte doble refracción</u> (pe l punto, a través de la calcita, aparece como 2) Lustre <u>vítreo u opaco</u> <u>hierve fácilmente con ácido clorhídrico frío, 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 menos perfectos	2	2.2-2.4	<u>Incolora o blanco</u> por impurezas, otros colores. Transparente u opaco. Lustre vítreo, aperlado o sedoso. Las lamillas de crucero son flexibles, pero no <u>elásticas como las de la mica.</u>
<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— bandeada. 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 criptocristalino) Bióxido de silicio, $\text{SiO}_2$	Cristales demasiado pequeños para ser visibles. A veces con bandas 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 ópalo— por su <u>lustre opaco o nebuloso</u>





MINERAL	FORMA	CRUCE	DUREZA	DENSIDAD	OTRAS PROPIEDADES
<u>CUARZO</u> - (Cristal de roca) Bióxido de silicio, $SiO_2$	<u>Cristales prismáticos de seis caras</u> Terminados por 6 caras triangulares. También macizo	Ninguno o apenas notable <u>Fractura conchoidal!</u>	7	2.65	Generalmente <u>incolore</u> o <u>blanco</u> , pero puede ser <u>amarillo</u> , <u>rosado</u> , <u>pardo ahumado</u> <u>translúcido</u> , y aun negro <u>Transparente</u> u opaco <u>Lustre vítreo</u> o <u>graso</u>
<u>MAGNETITA</u> - 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 argina	Ninguno Fractura conchoidal o dispereja. Puede partirse en forma que parece crucero.	55-65	5-52	<u>Negra Opaca</u> Lustre <u>metálico</u> o <u>submetálica</u> <u>Raspadura negra</u> <u>Fuertemente atraída</u> <u>por un imán</u> . La magnetita es un mineral importante de hierro.
<u>HEMATITA</u> - Oxido 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 astillada	5-65	4.9-53	Color gris de acero, pardo rojizo, rojo o negro de hierro Lustre <u>metálico</u> o <u>terroso</u> <u>Raspadura característica roja parduzca</u> La hematita es el mineral de hierro más importante.
<u>"LIMONITA"</u> - 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 Oxido 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. Lustre <u>terroso opaco</u> , que la distingue de la hematita. <u>Raspadura característica parda amarillenta</u> Mineral común de hierro.
<u>HELIO</u> - Oxido de hidrógeno $H_2O$	Granos irregulares, pajillas irregulares en forma de flecos, con simetría exagonal, macizo	Ninguno. Fractura conchoidal.	1.5	0.9	Incolore, blanco o azul Lustre <u>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.

<u>FELDESPATO POTASICO</u> (Ortoclase, microclina y sanidino) 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</u> , <u>gris</u> , <u>rosado</u> , o <u>amarillo pálido</u> , rara vez <u>incolore</u> Generalmente opaco, pero puede ser <u>transparente</u> en las rocas volcánicas. <u>Vítreo</u> Lustre <u>aperlado</u> en el mejor crucero <u>Se distingue de la plagioclasa por la ausencia de estrías</u>
---	--	--	---	---------	--



MINERAL	FORMA	CRUCI	DUREZA	DENSIDAD	OTRAS PROPIEDADES
<u>FELDESPATO PLAGIOCLASA</u> -(Feldespatos sódico-cálcicos) Un grupo de soluciones sólidas de silicatos de aluminio, sodio y calcio, $NaAlSi_3O_8$ a $CaAl_2Si_2O_8$	En cristales bien formados y en masas granulares o con crucero.	<u>Dos buenos cruceros - casi en ángulo recto.</u> ( $86^\circ$ ) No muy claro en algunas rocas volcánicas	6-6.5	2.6-2.7	Generalmente <u>blanco</u> o <u>gris</u> , pero puede presentar otros colores. Algunas variedades grises presentan un juego de colores llamado <u>opalescencia</u> . Transparente en algunas rocas volcánicas Lustre <u>vítreo</u> o <u>aperlado</u> . Se distingue de la ortoclasa por la presencia en la cara del mejor crucero, de <u>estrías</u> (líneas finas paralelas).
<u>MUSCOVITA</u> -(Mica blanca; cola de pescado) Un silicato complejo de potasio y aluminio, $KAl_2Si_3O_{10}(OH)_2$ aproximadamente, pero varía	Cristales como escamas delgadas, o en agregados foliados, escamosos	Perfecto en una dirección, que separa laminillas delgadas, transparentes. flexibles.	2-3	2.8-3.1	<u>Incolora</u> , pero puede ser <u>gris</u> , verde o pardo claro en piezas gruesas. <u>Transparente</u> o <u>translúcida</u> . Lustre <u>aperlado</u> o <u>vítreo</u>
<u>BIOTITA</u> -(Mica negra) Un silicato complejo de potasio, hierro, aluminio y magnesio, de composición variable, pero aproximada $K(Mg, Fe)_3AlSi_3O_{10}(OH)_2$	Cristales como escamas delgadas, generalmente de 6 lados, y en masas escamosas foliadas.	Perfecto en una dirección que da laminillas delgadas, flexibles.	2.5-3	2.7-3.2	Negra o parda oscura. <u>Translúcida</u> u opaca Lustre <u>aperlado</u> o <u>vítreo</u> . Raspadura blanca o verdosa.
<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>	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	Dos cruceros en ángulo casi recto. Crucero no siempre bien desarrollado. la fractura, en algunos ejemplares, desigual o conchoidal.	5-6	3.2-3.6	Por lo común el color es <u>verdoso</u> o negro. Lustre <u>opaco</u> o <u>vítreo</u> . 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.
<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> .	<u>Cristales largos, prismáticos, de 5 caras,</u> también en masas irregulares o fibrosas, con cristales que se entrelazan, y en granos diseminados	<u>Dos buenos cruceros - que se encuentran en ángulos de <math>56^\circ</math> y <math>124^\circ</math></u>	5-6	2.9-3.2	Color negro o verde claro, o aún incolora Opaca Lustre <u>vítreo intenso</u> 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.
<u>OLIVINO</u> - Silicato de hierro y de magnesio, $(Fe, Mg)_2SiO_4$	Generalmente en granos como de vidrio y en agregados granulares	Tan débil que es raro verlo <u>Fractura conchoidal</u>	6.5-7	3.2-3.6	<u>Varios tonos del verde</u> , también amarillento opalescente y parduzco cuando está algo alterado <u>Transparente</u> o <u>translúcida</u> Lustre <u>vítreo</u> Se parece al cuarzo en pequeños fragmentos, pero tiene un <u>color verdoso</u> característico o menos que este alterado



tamaño de un ejemplar de mano no alcance a traducir el espesor de la capa de roca en el campo.

Algunas calizas de origen orgánico presentan una estructura en bancos gruesos o en grandes masas (corales) y esto no aparece en un ejemplar de mano.

La diatomita (tiza) está formada por carapachos tan pequeños que sólo pueden verse al microscopio con un fuerte aumento; pero el polvo del material frotado entre los dedos y muy cerca del oído produce un ligero ruido que lo hace distinguir del caolín, además de que al tacto es diferente. Por otra parte, una poca de agua hace ver inmediatamente que la diatomita no es plástica.

Las lutitas (lodos endurecidos) abarcan no sólo a formaciones arcillosas y limosas, sino también a las margosas. Expuestas a la intemperie, estas rocas se alteran fácilmente, se agrietan primero, se rompen después, se deshacen y dan lugar a la formación de suelos sumamente plásticos. Recuérdese el comportamiento del "choy" en el norte del país.

Hay que advertir que las margas están aquí comprendidas en las lutitas, en general, pues su apariencia es la misma cuando se presentan en capas de poco espesor. Con el ácido clorhídrico se puede hacer la distinción con facilidad, pues solamente las margas hacen efervescencia con él, debido a la presencia en ellas del carbonato de calcio.

Cuando se trata de rocas metamórficas foliadas, la estructura tiene mucha intervención en su identificación.

El gneis presenta una estructura en fajas o bandas, que separan a los minerales que lo forman, esto es, hay unas fajas de cuarzo, otras de mica, otras de feldespato, etc. Si el ejemplar que se examina está roto paralelamente a una de esas fajas, presentará la textura correspondiente a cada una de dichas bandas. Esto es más notable en los esquistos, pues en ellos destacará sobre todo el mineral abundante (la clorita, la mica, etc.) y puede no notarse su estructura, que casi siempre es muy plegada, más que en los gneises, y los cristales de los minerales son más pequeños.

La fisilidad de las pizarras es independiente de la estratificación, esto es, se dividen fácilmente en láminas que no tienen relación con la posición original de los estratos. Así como en los esquistos se llama esquistosidad a la propiedad que tienen de dividirse fácilmente en láminas cortas y delgadas, se llama pizarrosidad a la propiedad que tienen las pizarras de dividirse en hojas o láminas más o menos amplias, en una dirección independiente de la de los planos de estratificación.

Entre las rocas metamórficas no foliadas merece una nota el mármol, en el que el carbonato de calcio de las calizas de que procede está convertido en calcita, que forma cristales de todos tamaños, desde muy grandes hasta muy pequeños. El mármol de cristales grandes, triturado, se utiliza para la fabricación de granito artificial; el de grano fino, blanco o de colores, sirve para fines ornamentales. El már-

mol negro contiene carbón grafitico y proviene de calizas que contienen originalmente carbón finamente dividido. En ejemplares de mano estas calizas negras han sido confundidas a veces con basalto.

Cuando se trata de carbonatos o de rocas que los contienen, la aplicación del ácido clorhídrico hace que se desprenda el anhídrido carbónico (CO<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

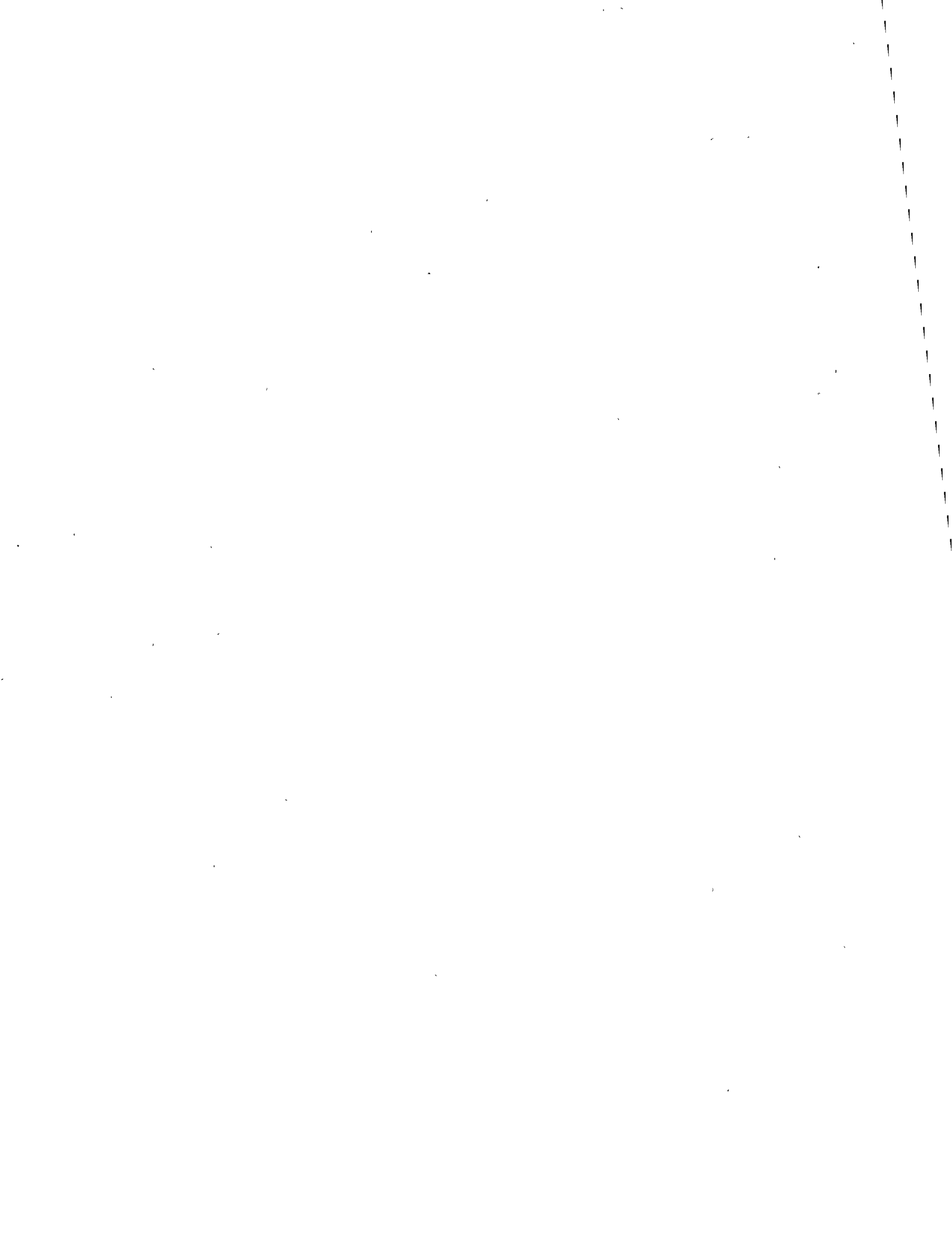
#### a. Rocas extrusivas piroclásticas

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 feldespato de potasio. El color de la riolita varía ampliamente, pero en general es blanco o amarillo claro, gris o rojo. La mayor parte de las riolitas tienen una estructura bandeada, es decir, muestran una serie de capas alineadas, que se formaron cuando el magma 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 feldespato de potasio. Tiene la

misma relación a la riolita que la que tiene la granodiorita con el granito (véase más adelante).

La riolita y la dacita se encuentran como corrientes de lava y como pequeñas intrusiones.

3) *Andesita*. La andesita es una roca afanítica y frecuentemente porfirítica, que se parece a la dacita, pero que no contiene cuarzo. El feldespato plagioclasa constituye el fenocristal más común, pero pueden estar presentes la piroxena, la anfíbola o la biotita. La mayoría de las andesitas presentan estructura bandeada, pero no tan notable como las riolitas. El color de las andesitas varía del blanco al negro, aunque la mayoría son de color gris oscuro o gris verdoso. La andesita es abundante en corrientes de lava y también en fragmentos en la brecha volcánica, particularmente en cordilleras rematadas por volcanes, como la de Los Andes (de donde deriva su nombre), las Cascadas y los Cárpatos. La andesita también forma pequeñas masas intrusivas.

La Sierra de Pachuca está constituida por andesitas en sus dos terceras partes inferiores. La cumbre, o sea la tercera parte superior, está constituida por dacitas. Las vetas minerales del Distrito Minero de Pachuca y Real del Monte "arman" en andesitas.

Gran parte del contorno de la cuenca del Valle de México está constituida por andesitas; la Sierra Nevada, el Ajusco, las Sierras de Las Cruces y Monte Alto son todas andesíticas. El gran abanico de origen fluvio-glacial que cubre las 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 Malinalteñango.

4) *Basalto*. El basalto es una roca afanítica de un color gris o negro; la mayor parte de los basaltos no son porfíricos, pero algunos contienen fenocristales de plagioclasa y olivino.

El basalto es la lava más abundante en el mundo y está muy esparcida en forma de grandes mesetas que cubren miles de kilómetros cuadrados. Aunque forma típicamente corrientes de lava, el basalto es también común en pequeñas masas intrusivas.

El basalto es muy abundante en la República, especialmente en el Valle de México y sus alrededores. Se le encuentra en casi todos los estados.

#### c. *Rocas intrusivas*

1) *Granito*. El granito, que se caracteriza por una textura granular, tiene como sus dos minerales más abundantes el cuarzo y el feldespato, y en consecuencia, la mayoría de los granitos son de color claro. En la mayoría de los granitos también están presentes la biotita y la hornblenda, o una de ellas.

Abunda en las costas del Océano Pacífico, en la Sierra de Chiapas, en el batolito de Acapulco, en Guerrero, y los de Michoacán y Jalisco. En los dos





extremos de la península de Baja California, región de El Cabo en el sur y Sierra de Juárez, Kukapás y Rumorosa, en el norte. En algunas regiones de los estados de Sonora y Sinaloa, en donde está muy alterado, recibe el nombre de Tucuruaguay y presenta la apariencia de una arena gruesa pobremente cementada.

Técnicamente, el término granito está reservado a aquellas rocas ígneas granulares, cuarcíferas, que tienen el feldespato potásico como mineral predominante. Aquella en la que predomina la plagioclasa se llama granodiorita (compárese con la riolita y la dacita citadas con anterioridad). Generalmente la granodiorita puede distinguirse del granito por las estrías finas que caracterizan a una de las superficies de crucero de la plagioclasa.

Se la encuentra con frecuencia en las mismas zonas que el granito.

Los levantamientos geológicos muestran que el granito y la granodiorita se encuentran en grandes cantidades en la corteza terrestre. Forman grandes masas intrusivas a lo largo del núcleo de varias cordilleras, así como en otras áreas que han sufrido una erosión profunda. Son típicamente rocas continentales y nunca han sido encontradas en islas oceánicas aisladas ni lejos de las masas continentales.

Algunos granitos son de origen metamórfico, en vez de ígneo.

2) *Diorita*. La diorita es una roca granular compuesta de plagioclasa y menores cantidades de minerales ferromagnesianos. De éstos los más comunes son la hornblenda, la biotita y la piroxena. En general las masas de diorita son de menor tamaño que las de granito o de granodiorita.

La diorita se presenta en grandes masas, como al sur de Zitácuaro (Cerro de la Coyota) y en muchos lugares de la Sierra Madre Occidental y de las costas del Océano Pacífico. En el gran batolito de Acapulco, a los lados de la carretera es común ver con frecuencia diques de diorita que atraviesan la masa del granito. En el cruce del río Aguacatillo se ve un contacto de granito con diorita. La pequeña península de La Quebrada es una intrusión de diorita en granito.

3) *Gabro*. El gabro es una roca granular compuesta principalmente de plagioclasa y piroxena y, por lo común, con pequeñas cantidades de otros minerales ferromagnesianos, especialmente olivino. Si los minerales ferromagnesianos predominan sobre la plagioclasa, de modo que la roca sea de color 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 al 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-

almente los que han sido depositados por los ríos, tienen mucha arena y otros materiales finos que llenan los espacios entre las gravas. Algunos conglomerados de playa que han sido lavados cuidadosamente, contienen poca arena.

Se le encuentra formando grandes masas en el Estado de Guerrero, en las zonas de Chilapa y Tlapa bastante alterado por intemperismo. En el norte del país también es frecuente encontrarlo ocupando grandes extensiones. En masas pequeñas se le encuentra en todas partes.

b) *Brecha*. Las brechas sedimentarias se parecen a los conglomerados, excepto en que la mayoría de los fragmentos son angulosos en vez de redondeados, sin que exista una frontera definida entre dichas rocas. Por la forma angulosa de sus fragmentos constituyentes es evidente que los componentes de las brechas sufrieron un desgaste y transporte relativamente pequeños antes de ser depositados. Hay otras clases de brechas que no son sedimentarias, como las volcánicas y las de falla.

Las brechas son abundantes en las áreas montañosas que han estado sometidas a movimientos tectónicos intensos.

c) *Arenisca*. La arenisca es arena cementada. La arena, por definición, consiste de partículas de un diámetro comprendido entre 4.76 mm (malla N° 4) y 0.074 mm (malla N° 200).

La arena se acumula en diferentes medios. Algunas son depositadas por los ríos, otras son acumuladas por los vientos para formar médanos, otras son extendidas por las olas y las corrientes a lo largo de las playas o en aguas de poca profundidad en las plataformas continentales; otras son transportadas por corrientes turbias a lo largo de pendientes submarinas hasta el fondo del mar.

Se reconocen tres variedades principales de arenisca.

1) *Arenisca de cuarzo*. Compuesta principalmente de granos del mineral cuarzo, aunque puede contener pequeñas cantidades de otros minerales.

2) *Arkosa*. Es una arenisca rica en feldespato. Puede contener casi tantas partículas de feldespato parcialmente intemperizado como de cuarzo, o aún más. La mayor parte de las arkosas han sido formadas por la erosión rápida de rocas ricas en granos de feldespato, tales como los granitos y los gneises y por el depósito rápido de esos detritus erosionados, sin que el feldespato haya tenido tiempo de que el intemperismo lo convirtiera en arcilla.

3) *Grauvaca*. Es una "arena sucia" cementada, que contiene grandes cantidades de arcilla y fragmentos de roca, a los que se agregan cuarzo y feldespato. Varias grauvacas contienen muchos detritus piroclásticos con diferentes grados de alteración; otras contienen gran cantidad de fragmentos pequeños de pizarra, rocas verdes y otras rocas metamórficas; en ocasiones son rocas con abundancia de minerales ferromagnesianos.

Todas contienen cantidades apreciables de arcilla. Las grauvacas son comúnmente de color gris obscuro, verde obscuro y aun negro. Como las arkosas, indican erosión y depósito rápido sin mucho intemperismo químico.

Las areniscas forman unidades litológicas importantes que ocupan extensiones considerables. Afloran 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 físl, 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 contiene una trama de depósitos de coral pero también

incluye conchas de otros animales, especialmente foraminíferos, moluscos y gastrópodos; la caliza de algas constituida principalmente por calcita precipitada por algas y bacterias; la caliza de foraminíferos, compuesta principalmente de diminutas conchas de foraminíferos; la coquina, compuesta principalmente de conchas grandes, de moluscos y gastrópodos, y la creta, que consiste principalmente de láminas y espinas 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 mampossterías 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) *Halita*. Cuando el agua del mar se evapora completamente, se precipitan varias sales, siendo la sal gema (NaCl) la más abundante.

2) *Yeso*. En la naturaleza es mucho más abundante que la sal gema el sulfato de calcio, que se presenta tanto en la forma hidratada, yeso ( $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ ), como en la forma de mineral anhidro, que se llama anhidrita ( $\text{CaSO}_4$ ).

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 sacaroide, constituida predominantemente por granos de cuarzo entrelazados. La cuarcita difiere de la mayoría de las areniscas en que se rompe a

través de los granos y no alrededor de ellos. El color varía del blanco hasta el negro, pasando por crema, rosado, rojo y gris, pero la mayoría de las cuarcitas son de color élaro.

La cuarcita se forma por el metamorfismo de la arenisca de cuarzo. Es una roca metamórfica ampliamente esparcida.

La arenisca con cemento de sílice ("cuarcita" sedimentaria) es difícil de distinguir de la cuarcita metamórfica, puesto que las dos se rompen a través de los granos. Mediante el uso del microscopio petrográfico la distinción no es muy difícil, pues por lo común el cemento es fácil de distinguir de los granos de arena originales. La cuarcita metamórfica también puede distinguirse de la arenisca cementada con sílice, por medio de las rocas asociadas con ella en el campo, pues la verdadera cuarcita está asociada con otras rocas metamórficas y la arenisca con otras rocas sedimentarias.

b) *Mármol*. Roca granoblástica de grano fino o grueso, compuesta principalmente de calcita o de dolomita, o de ambas. Varios mármoles presentan una alteración bandeada de porciones claras y oscuras; otros presentan estructuras de brecha atravesada por vetillas de calcita.

El mármol es formado por el metamorfismo de la caliza y la dolomita; si proviene de la dolomita, comúnmente contiene silicatos magnesíferos, tales como piroxena, serpentina y anfíbola.

c) *Pizarra y filita*. Rocas con grano muy fino, excepcionalmente bien foliadas. A causa de su excelente foliación se dividen en hojas delgadas. Los granos minerales son tan pequeños que sólo se identifican con el uso del microscopio o de rayos X. La pizarra es opaca en las superficies de 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) *Cloritoesquistos*. Roca verde de grano muy fino, esquistosa o apizarrada. Generalmente es una roca suave, de tacto grasoso y fácil de pulverizar, compuesta de clorita, plagioclasa y epidota; pero todas, excepto la clorita, pueden estar presentes en granos demasiado pequeños para ser identificados. Pueden tener restos de las estructuras volcánicas originales, tales como fenocristales y escoria.

Los esquistos de clorita son comunes. A menudo se les llama esquistos verdes o, si su foliación es muy débil, piedra verde, debido al color de la clorita. La mayoría se ha formado por el metamorfismo del basalto o de la andesita y de sus correspondientes tobas, pero algunas se han derivado de la lutita dolomítica, de gabro y de algunas rocas ferromagnesianas.

e) *Micaesquisto*. 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 Vinasco); 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 sericitica, 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 Tomellán 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-

rre Menchaca, Manuel Bustamante Velasco, Eulalio Juárez Badillo y Juan J. Correa Rachó. Esta publicación incluye la clasificación de rocas que realizó el distinguido geólogo Gonzalo Vivar Sifru. La segunda publicación, de 1970, es prácticamente una adopción de la anterior y contiene el sistema de clasificación SOP tal como se usa en la actualidad (1971). Esta publicación fue preparada por los ingenieros Domingo Sánchez Rosado, Alfonso Rico y Luis Balcázar Padilla.

A todas estas personas, así como a muchas otras que han contribuido en forma anónima al establecimiento del criterio colectivo de la Secretaría de Obras Públicas, los autores agradecen la oportunidad de glosar aquí el resultado final de su trabajo.

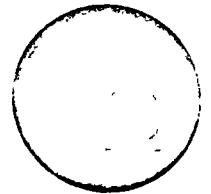
#### REFERENCIAS

1. Casagrande A. *Classification and Identification of Soils*. American Society of Civil Engineers. Transactions. Vol. 118, 1948.
2. Juárez Badillo, E. y Rico, A. *Mecánica de Suelos*. Tomo I. Fundamentos de la Mecánica de Suelos. Capítulo VII. Eds. de la Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M. México, D. F., 1969.
3. *Sistema de clasificación de Materiales Pétreos y Suelos*. Publicación Técnica de la Secretaría de Obras Públicas. México, 1970.
4. Juárez Badillo, E. y Rico A. *Mecánica de Suelos*. Tomo I. Fundamentos de la Mecánica de Suelos. Capítulo VI. Eds. de la Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M. México, D. F., 1969.





centro de educación continua  
facultad de ingeniería, unam



DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES PROFUNDAS

CAUSAS DE FALLA DE CIMIENTOS  
PROFUNDOS.

ING. ENRIQUE TAMEZ G.

vecinas. Estos problemas se evitan con la perforación a lo largo de la superficie del terreno, hasta una profundidad no menor de 2 veces su longitud, o, preferentemente de 0.9 veces su longitud.

b).- Colado de pilas y pilotes en perforación previa. - A menudo, las perforaciones para pilas o pilotes colados insitu, se hacen empleando lodo bentonítico para mantener estable la pared de la perforación; la colocación del concreto se hace a través de un tubo o trompa de colado rígida, cuyo extremo inferior se mantiene siempre ahogado en el concreto que se va depositando desde el fondo de la perforación, desplazando hacia arriba al lodo bentonítico a medida que va entrando el concreto de alto revenimiento por la trompa. Si por descuido del operador la trompa sale del concreto, se producen discontinuidades en el cuerpo de la pila o pilote quedando bolsas de lodo incluidas en el concreto. - Por otra parte, antes de iniciar el colado del concreto, es necesario limpiar perfectamente el fondo de la perforación, para evitar la presencia de sedimentos sueltos que impidan el buen apoyo de la punta del cimiento, evitando con esto asentamientos diferenciales imprevistos.

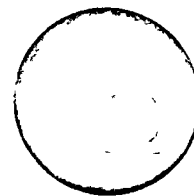
c).- Hincado de cilindros. - El hincado de los cilindros, que frecuentemente se emplean en la cimentación de puentes, presenta algunos problemas que se traducen en mal comportamiento:

Desplome. - Causado por excavación dispareja del fondo





centro de educación continua  
facultad de ingeniería, unam



DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES PROFUNDAS

CAUSAS DE FALLA DE CIMIENTOS  
PROFUNDOS

ING. ENRIQUE TAMEZ G.

## CIMENTACIONES PROFUNDAS

### CAUSAS DE FALLA.

Se presenta a continuación un breve análisis de las causas más importantes de mal comportamiento de cimientos profundos. Dicho análisis tiene por objeto destacar los factores fundamentales que afectan al funcionamiento de este tipo de cimientos, factores que deben tomarse en consideración para lograr un buen diseño, una buena construcción y, por lo tanto, un buen comportamiento.

Entre las causas más importantes de falla, se encuentran las siguientes:

- Defectos de diseño.
- Defectos de construcción.
- Fricción negativa.
- Sismos.

### Defectos de Diseño. -

En este grupo se encuentran las siguientes causas:

- a).- Diseño estructural incorrecto. - Como consecuencia, el cimiento tiene insuficiente capacidad estructural para soportar los esfuerzos a los cuales estará sometido, ya sea durante las maniobras de hincado en el caso de pilotes, o bien, por la aplicación de las cargas que la superestructura les transmite.

Afortunadamente, este tipo de falla es ya muy raro en la actualidad, puesto que se dispone de criterios y métodos de diseño - adecuados que permiten valorar con buena aproximación los esfuerzos estructurales y las cargas exteriores aplicados al ci- miento.

b).- Insuficiente capacidad de carga del terreno. - A diferencia - de la capacidad de carga estructural de un cimiento profundo, - la capacidad de carga del terreno en el cual se apoya el ci- miento ha sido en el pasado una causa muy frecuente de falla. -

Dicha capacidad de carga es función, por una parte, de la re - sistencia al corte de los suelos que rodean y en los que se apo - ya la base inferior del cimiento y, por otra, de la magnitud y - distribución de los esfuerzos que el propio cimiento transmite al terreno. Ambos factores no eran bien conocidos antes de 1925, año en que se inicia la divulgación de la Mecánica de Sue - los, gracias a la cual, en la actualidad pueden determinarse - con un grado de aproximación suficiente para los fines prácti - cos.

c).- Asentamientos excesivos. - El desconocimiento de la estati - grafía y de la compresibilidad de los suelos en que se apoya un cimiento profundo, ha sido también motivo frecuente de mal - comportamiento. En el pasado, era práctica común hincar -

pilotes sin el conocimiento previo de la estatigrafía ni de las propiedades mecánicas de los suelos afectados por la cimentación y se hacía uso de la resistencia que el pilote oponía al hincado, expresada esa resistencia por una relación más o menos empírica entre la energía del golpe del martinete y la distancia que el pilote penetraba en el terreno bajo la acción de cada golpe. Esta práctica, aparentemente muy lógica, dió lugar al desarrollo de las conocidas fórmulas dinámicas que desafortunadamente aún se emplean indiscriminadamente para determinar la capacidad de carga de un pilote hincado. Frecuentemente este criterio condujo a la construcción de cimentaciones sobre pilotes hincados cuya punta podía quedar apoyada en lentes de arena o de grava, intercalados en una masa de arcillas o de limos de alta compresibilidad, dando a los constructores la impresión de que los pilotes habían quedado firmemente apoyados en su punta. Además, era común encontrar en estos casos que la longitud de los pilotes variaban mucho de un lugar a otro dentro del área ocupada por el conjunto de pilotes. Ambas condiciones no solamente producían grandes asentamientos del conjunto de pilotes, sino que también asentamientos diferentes entre pilotes cercanos, dando lugar al agrietamiento irregular de la superestructura. En muchos casos la capacidad de carga de un cimiento profundo puede ser satisfactoria y, sin embargo, los asentamientos resultan intolerables.

Para efectuar un buen diseño de una cimentación profunda, se requiere no solamente satisfacer los requisitos del diseño estructural, sino que, al mismo tiempo, es indispensable conocer la estatigrafía del terreno en que se apoya el cimiento, la resistencia al corte y la compresibilidad de las distintas capas de suelos atravesados por el cimiento, así como de aquellas en las que se apoya su extremo inferior. En conferencias posteriores, se discutirán los métodos que actualmente se conocen para efectuar el diseño estructural, y estimar la capacidad de carga y el asentamiento de cimientos profundos.

### Defectos de Construcción. -

Los defectos mas frecuentes durante la construcción son:

- a). - Hincado de pilotes. - Al hincar pilotes mediante el uso de un martinete, pueden causarse daños de diversa índole. Los pilotes pueden ser dañados estructuralmente, agrietándolos o rompiéndolos durante la maniobra de izado o de hincado; en el primer caso es posible detectar el daño, pero cuando el pilote se rompe bajo la acción del martinete suele ocurrir que la rotura se presente en la parte que ya ha sido hincada bajo tierra, en cuyo caso no resulta fácil detectarla. Por ello, es conveniente no abusar del martinete cuando el avance del pilote es detenido por alguna lente o capa de arena o grava compacta que no le permite llegar hasta su profundidad de desplante, o bien, cuando

ésta se ha alcanzado y la punta se apoya en un estrado resistente y se impone una especificación de resistencia a la penetración demasiado severa - por ejemplo: diez milímetros de penetración en los últimos 20 golpes de un martinete pesado - En el caso de la presencia de lentes o capas de materiales compactos, A profundidades menores que la del desplante, es conveniente recurrir a una perforación previa que atraviese estos materiales y permita el paso fácil del pilote; tales perforaciones tienen un diámetro de 5 a 10 cms menor que el del pilote o el del círculo inscrito en su sección. En cuanto a la especificación de hincado final, pueden tolerarse resistencias a la penetración de unos 2 cm en los últimos 10 golpes del martinete, siempre que se esté seguro de haber alcanzado la correcta profundidad de desplante.

Por otra parte, cuando se hinca un pilote a través de una masa de suelo blando, sea éste arcilla, limo o arena suelta, se produce el desplazamiento del suelo bajo la punta y alrededor del pilote. Este desplazamiento afecta a una zona de suelo vecino al pilote la cual tiene un espesor aproximado de un diámetro de pilote. En esta zona se produce una gran distorsión de la estructura original que tenía el suelo antes del hincado del pilote. Si se trata de una arena suelta, ésta disminuye su volumen compactándose. Obviamente, la disminución de volumen de la zona afectada será mayor a medida que la arena sea más suelta, -

pero nunca llega a ser igual al volumen del pilote hincado, de manera que siempre se producirá un cierto desplazamiento de la superficie del terreno alrededor del pilote. Este desplazamiento de volumen es igual al del pilote si el suelo a través del cual se hinca es una arcilla saturada; pero si la arcilla es, además, blanda y muy sensible al remoldeo, se produce la alteración de su estructura y una disminución, por lo menos temporal, de su resistencia al corte. Este fenómeno es importante en el caso de conjuntos de pilotes que transmiten su carga al terreno por fricción entre el pilote y el suelo, puesto que esta fricción depende de la resistencia al corte del suelo. Pero aún en el caso de pilotes apoyados en la punta en estratos resistentes, el desplazamiento del suelo por los pilotes produce el levantamiento de la superficie del terreno y éste, al subir, lleva consigo a los pilotes que se hincaron primero y hace que sus puntas se levanten y se pierda el apoyo sobre la capa resistente; al cargar los pilotes con el peso de la superestructura éstos se asientan hasta que vuelvan a recuperar su apoyo; como los desplazamientos ascendentes son diferentes de un pilote a otro, se producen asentamientos diferenciales imprevistos. Los desplazamientos verticales de un grupo de pilotes de 40 a 50 cm de diámetro con 25 m de longitud y separados 1.5 m de centro a centro, hincados a través de una arcilla saturada, llegan a ser hasta de 50 cm y no solo afectan a la estructura que se apoya en ellos, sino que también producen serios daños a las estructuras

vecinas. Estos problemas se evitan con la perforación previa del terreno, hasta una profundidad no menor de  $2/3$  de la longitud del pilote o, preferentemente de 0.9 veces su longitud.

- b).- Colado de pilas y pilotes en perforación previa.- A menudo, las perforaciones para pilas o pilotes colados insitu, se hacen empleando lodo bentonítico para mantener estable la pared de la perforación; la colocación del concreto se hace a través de un tubo o trompa de colado rígida, cuyo extremo inferior se mantiene siempre ahogado en el concreto que se va depositando desde el fondo de la perforación, desplazando hacia arriba al lodo bentonítico a medida que va entrando el concreto de alto revenimiento por la trompa. Si por descuido del operador la trompa sale del concreto, se producen discontinuidades en el cuerpo de la pila o pilote quedando bolsas de lodo incluidas en el concreto. Por otra parte, antes de iniciar el colado del concreto, es necesario limpiar perfectamente el fondo de la perforación, para evitar la presencia de sedimentos sueltos que impidan el buen apoyo de la punta del cimiento, evitando con esto asentamientos diferenciales imprevistos.

- c).- Hincado de cilindros.- El hincado de los cilindros, que frecuentemente se emplean en la cimentación de puentes, presenta algunos problemas que se traducen en mal comportamiento:

Desplome.- Causado por excavación dispareja del fondo



**CENTRO DE EDUCACION CONTINUA**  
**FACULTAD DE INGENIERIA, UNAM**

**PARTE 1 DEL TEMA IV :**

**DETERMINACION DE LA CAPACIDAD DE CARGA.  
FORMULAS TEORICAS Y SU APLICACION.  
CAPACIDAD DE CARGA DE GRUPOS.**

**DEL CURSO:**

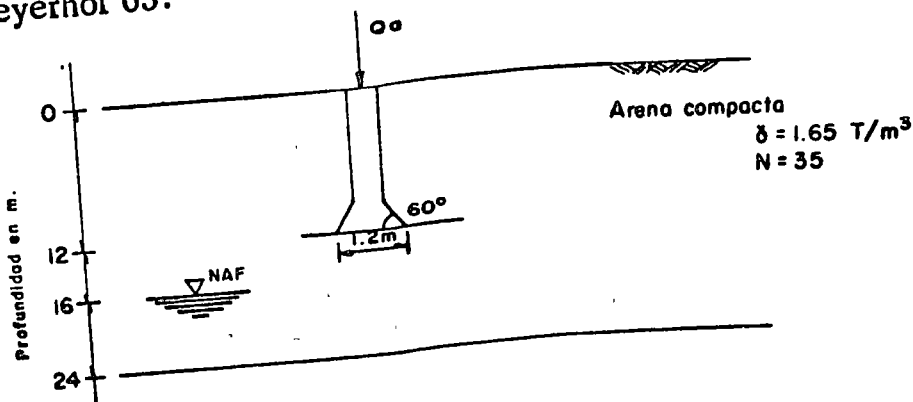
**DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES PROFUNDAS**

**17 de septiembre de 1974**

**Guillermo Springall C.**

## 5. PROBLEMAS

1. Calcule la capacidad de carga de trabajo de una pila de 1,2 m de diámetro desplantada a 12 m de profundidad en el terreno de la figura. Utilice FS y Meyerhof 63.



R:  $q_a = 1185 \text{ ton/m}^2$ ;  $Q_a = 1340 \text{ ton}$

2. Igual al problema anterior, pero considere el nivel freático a 2.5 m de profundidad.

R:  $q_a = 615 \text{ ton/m}^2$ ;  $Q_a = 700 \text{ ton}$

3. Calcule el diámetro nominal de campana de las pilas que pueden resolver la cimentación de columnas que transmitirán al subsuelo cargas estáticas de 600, 500 y 400 ton. Las pilas se desplantarán a 10 m de profundidad en el subsuelo de las características descritas en el Prob. 1, pero con el nivel freático a 2.5 m de profundidad. FS = 3.

R: 1.19, 1.08, 0.97 m.

4. Igual al Prob. 3, pero considerando un incremento de carga vertical por sismo de 600 ton en las columnas. Use FS = 1.5.

R: 1.19, 1.14, 1.09 m.

5. Si los problemas 3 y 4 se refieren al mismo edificio: ¿cuáles diámetros de campana usaría en cada pila?

R: 1.19, 1.14, 1.09 m.

**CENTRO DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA, UNAM**

**PARTE 1 DEL TEMA IV :**

**DETERMINACION DE LA CAPACIDAD DE CARGA.  
FORMULAS TEORICAS Y SU APLICACION.  
CAPACIDAD DE CARGA DE GRUPOS.**

**DEL CURSO:**

**DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES PROFUNDAS**

---

**17 de septiembre de 1974**

**Guillermo Springall C.**

## 1. INTRODUCCION

El tema de capacidad de carga en este curso, contempla las diferentes formas de evaluación, a saber:

- a) empleo de fórmulas teóricas
- b) utilización de fórmulas dinámicas
- c) pruebas de carga in situ

La primera parte del tema que se tratará en esta clase, se refiere a la evaluación de la capacidad de carga a partir de fórmulas teóricas y su aplicación a pilotes, pilas y cilindros, así como la capacidad de carga de grupos de pilotes.

Para el desarrollo del tema, dadas las limitaciones de tiempo y el enfoque de aplicación que tiene, se han seleccionado los criterios más comúnmente utilizados.

por tanto, se presentan las fórmulas y valores prácticos y se señalan las referencias de las que proceden, con objeto de que el alumno las consulte y conozca sus limitaciones.

Los criterios de capacidad de carga se comprenden mejor al realizar ejercicios, por lo que se incluyen algunos con la respuesta anotada, para que el resultado pueda ser comparado con ella.

Al formar este tema parte de un curso ordenado y para tratarlo eficientemente, se considera que el alumno ya está familiarizado con los conceptos de resistencia al corte y teorías generales de capacidad de carga.

## 2. RESUMEN DE CRITERIOS Y FORMULARIO

### 2.1 Capacidad de carga total

$$Q_t = Q_p + Q_f \quad (1)$$

donde:

$Q_t$  , capacidad de carga total,

$Q_p$  , capacidad de carga en la punta o base

$Q_f$  , capacidad de carga por fricción y/o adherencia

Cuando  $Q_t \doteq Q_p$  , se dice que el cimiento es de punta. (2)

Cuando  $Q_t \doteq Q_f$  , se dice que el cimiento es de fricción o adherencia. (3)

Cuando se cumple la expresión (1), se trata de un elemento mixto.

### 2.2 Capacidad de carga en la punta o base

$$Q_p = q_p A_p \quad (4)$$

donde:

$q_p$  , capacidad de carga unitaria última, en ton/m<sup>2</sup>

$A_p$  , área de la base, en m<sup>2</sup>

En suelos intermedios se aplica Meyerhof (Ref. 3):

$$q_p = cN'_c + \gamma D_f N'_q \quad (5)$$

donde:

$c$  , cohesión, en ton/m<sup>2</sup>

$\gamma D_f$  , esfuerzo efectivo del suelo a nivel de desplante, en ton/m<sup>2</sup>;  
 $\gamma$  , peso volumétrico del suelo, en ton/m<sup>3</sup>;  $D_f$  , profundidad de desplante, en m.

$N'_c$  y  $N'_q$  , parámetros de capacidad de carga que dependen del ángulo de fricción interna  $\phi$ .

c y  $\phi$  se determinan de pruebas triaxiales.

### 2.2.1 En suelos granulares

En suelos granulares se usa Meyerhof (Ref. 3):

$$q_p = \gamma D_f N'_q \quad (6)$$

por dificultad, costos y tiempo, generalmente en la práctica no se recuperan muestras inalteradas de suelos granulares y se recurre a pruebas de penetración estáticas o dinámicas. En nuestro país se emplea la prueba dinámica llamada de "penetración estándar" que se hace in situ y es válida para arenas. El número de golpes N en 30 cm de penetración del penetrómetro, se correlaciona con el ángulo de fricción interna  $\phi$ , empleando la Fig. 1 (Ref. 1); se determina  $N'_q$  en la Fig. 2 (Ref. 3); se estima un valor de  $\gamma$ ; se aplica la Expresión 6 afectada de un factor de seguridad y, finalmente la Expresión 2.

$N'_q$  tiene el valor más alto (curva de línea discontinua corta, Fig. 2), cuando penetra en la capa de apoyo por lo menos:

$$L = 4 \sqrt{N_\phi} D \quad (7)$$

donde:

L, longitud que penetra el cimiento en la capa de apoyo, en m

D, diámetro o lado del elemento

$$N_\phi = \tan^2 (45^\circ + \phi/2) \quad (8)$$

$N'_q$  tiene el valor mínimo cuando se apoya en el horizonte superior de la capa resistente (curva  $N_q$ ).

Para penetraciones intermedias entre cero y L,  $N'_q$  se calcula proporcionalmente a los valores extremos obtenidos de las dos curvas citadas.

Meyerhof también propone un criterio para evaluar la capacidad de carga en la punta, usando directamente los valores de N cercanos a la punta o base del cimiento (Ref. 4):

$$q_p = 40 N, \text{ en ton/m}^2 \quad (9)$$

Ambos criterios de Meyerhof proporcionan valores de  $q_p$  mayores que otros.

En depósitos de grava, boleos y mezclas de ellos con arena, se supone un valor de  $\phi$  en base a una buena identificación de los materiales:

tamaño forma y graduación de las partículas, compacidad, etc., y se aplica la Expresión 6.

### 2.2.2 En suelos cohesivos

La capacidad de carga de cimientos apoyados en suelos cohesivos ( $c \neq 0$  y  $\phi = 0$ ), se calcula con el criterio de Skempton:

$$q_p = cN_c + \gamma D_f \quad (10)$$

donde:

$N_c$ , parámetro de capacidad de carga deducido de la Fig. 3

El parámetro  $c$  (cohesión) se determina de pruebas de laboratorio, empleando muestras inalteradas.

### 2.3 Capacidad de carga por adherencia y/o fricción.

$$Q_f = f_s A_s \quad (11)$$

donde:

$f_s$ , fricción lateral unitaria, en  $\text{ton/m}^2$

$A_s$ , área lateral del cimiento, en  $\text{m}^2$

$$f_s = c_a + K_s \gamma \frac{D_f}{2} \tan \delta \quad (12)$$

donde:

$c_a$ , adhesión o adherencia entre suelo y cimiento, en  $\text{ton/m}^2$

$\delta$ , ángulo de fricción en el contacto suelo-cimiento

$K_s$ , coeficiente medio de presión del suelo en los lados del cimiento

$K_s \tan \delta$  varía de 0.25 en arena suelta a 1.0 en arena densa; valores intermedios se eligen a criterio.

#### 2.3.1 En suelos arcillosos

$$f_s = c_a \quad (13)$$

En arcilla muy blanda o blanda se usa:

$$c_a = \frac{1}{2} q_u \quad (14)$$

En el caso particular de la Ciudad de México (Ref. 5):

$$\text{arcilla normalmente consolidada } c_a = 0.6 q_u \quad (15)$$

$$\text{arcilla preconsolidada: } C_a = 0.3 q_u \quad (16)$$

Tomlinson ( Ref. 2, Pag.533) recomienda los siguientes valores de la adherencia última pilote - arcilla:

material del pilote	resistencia a la compresión no confinada, $q_u$ , ton/m <sup>2</sup>	adherencia última pilote-arcilla, ton/m <sup>2</sup>
concreto y madera	0 - 7.5	0 - 3.5
	7.5 - 15	3.5 - 5
	15 - 30	5 - 6.5
	más de 30	6.5
acero	0 - 7.5	0 - 3.5
	7.5 - 15	3.5 - 5
	15 - 30	5 - 6
	más de 30	6

### 2.3.2 En suelos arenosos

Además del método ya señalado en 2.3, puede aplicarse el propuesto por Meyerhof (Ref. 4), según la siguiente expresión aplicable a pilotes que producen desplazamiento importante del suelo:

$$f_s = \frac{\bar{N}}{5} \quad , \text{ en ton/m}^2 \quad (17)$$

con valor máximo de 10 ton/m<sup>2</sup>.

donde:

$\bar{N}$  , valor promedio de la resistencia a la penetración N entre determinadas profundidades.

La expresión siguiente es aplicable a elementos que producen bajo desplazamiento o de sección reducida, como pilotes H:

$$f_s = \frac{\bar{N}}{10} \quad , \text{ en ton/m}^2 \quad (18)$$

con valor máximo de 5 ton/m<sup>2</sup>.

Para pilotes colados in situ que utilizan funda permanente y producen gran desplazamiento de la arena, se emplea la Expresión 17. Para aquellos en los que se recupera la funda o se cuelan directamente contra las paredes del suelo, se recomienda la Expresión 18.



## 2.4 Resumen de criterios

Capacidad de carga	Suelo	criterio recomendado para evaluar el esfuerzo unitario
punta o base	intermedio ( $c \neq 0, \phi \neq 0$ )	Meyerhof, Expresión 5: $q_p = cN'_c + \gamma D_f N'_q$
	arena	Meyerhof, Expresión 6: $q_p = \gamma D_f N'_q$ o la Expresión 9: $q_p = 40 N$
	arcilla	Skempton, Expresión 10: $q_p = cN_c + \gamma D_f$
	grava, boleos y mezclas de ellos con o sin arena	Meyerhof. Expresión 6, estimando valores $\phi$ a partir de una buena identificación.
	roca	Es fundamental conocer la estructura secundaria. Sin embargo, frecuentemente la capacidad está limitada por la capacidad de carga estructural del cimiento en roca sana.
fricción o adherencia.	intermedio	La Expresión 12: $f_s = c_a + K_s \gamma \frac{D_f}{2} \tan \delta$
	arena	La Expresión 12 donde $c_a = 0$ , o las Expresiones 17 y 18: $f_s = \frac{\bar{N}}{5}$ y $f_s = \frac{\bar{N}}{10}$ , para pilotes que producen fuerte o reducido desplazamiento, respectivamente.
	arcilla	Tomlinson (tabla). Excepto en arcilla blanda o muy blanda: $c_a = q_u/2$ o valores de casos particulares.

## 2.5 Capacidad de carga admisible

Los valores obtenidos en las expresiones recomendadas, que corresponden a capacidad de carga última,  $q_p$  y  $f_s$ , se afectan de factores de seguridad FS para obtener la capacidad de carga admisible  $q_a$ .

Bajo la acción de cargas estáticas, muertas y vivas, cuando se cuenta con información suficiente y confiable del subsuelo, se aplican FS de 3. En el caso de la Expresión 6, FS afecta sólo al primer término del segundo miembro.

Para la acción combinada de cargas estáticas y accidentales, la cimentación se revisa con FS mínimo de 1.5.

Cuando actúa fricción negativa  $F (-)$ , la capacidad de carga útil de trabajo  $Q_{au}$  se determina:

$$Q_{au} = \frac{Q_t}{FS} - F (-) \quad (19)$$

## 2.6 Capacidad de grupos de pilotes

Deberá revisarse que

$$nQ_a \leq \frac{Q_g}{FS} \quad (20)$$

donde:

- $n$  , número de pilotes
- $Q_a$  , capacidad de carga admisible por pilote
- $Q_g$  , capacidad de carga del grupo de pilotes
- FS, generalmente igual a 3.

$$Q_g = q_p BL + D_f (2B + 2L) s \quad (21)$$

donde:

- $B$  , ancho del área de cimentación piloteada, en m
- $L$  , largo del área de cimentación piloteada, en m
- $s$  , resistencia al corte media del suelo, en  $\text{ton/m}^2$ , entre la superficie y la profundidad  $D_f$ .

Véase la Ref. 2, Pág. 537

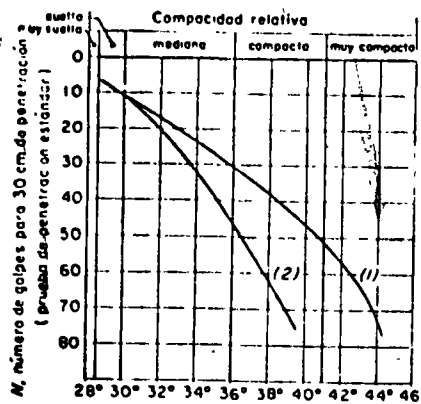


FIG. 1. Correlación entre el número de golpes para 30 cm de penetración estándar y el ángulo de fricción interna de las arenas.  
(Juárez B. y Rico)

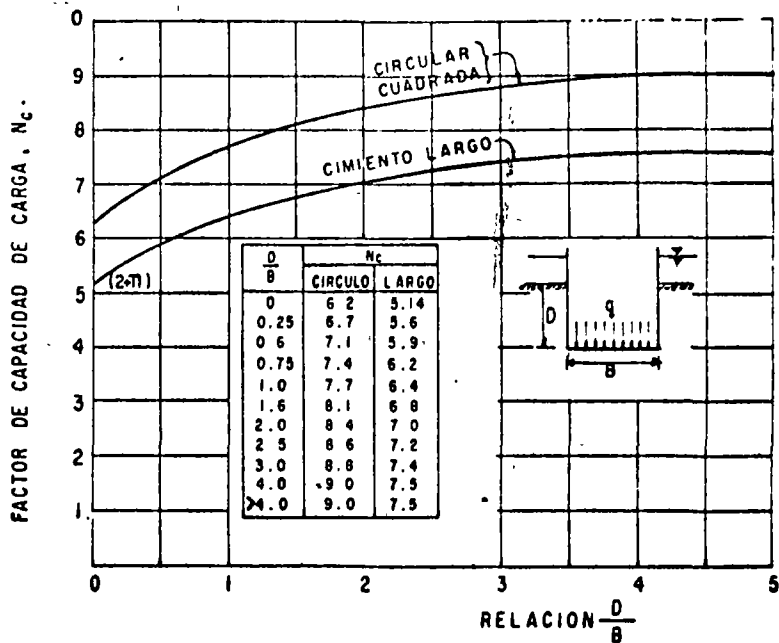


FIG. 3. Valores de  $N_c$  según Skempton, para suelos puramente cohesivos (Juárez B. y Rico)

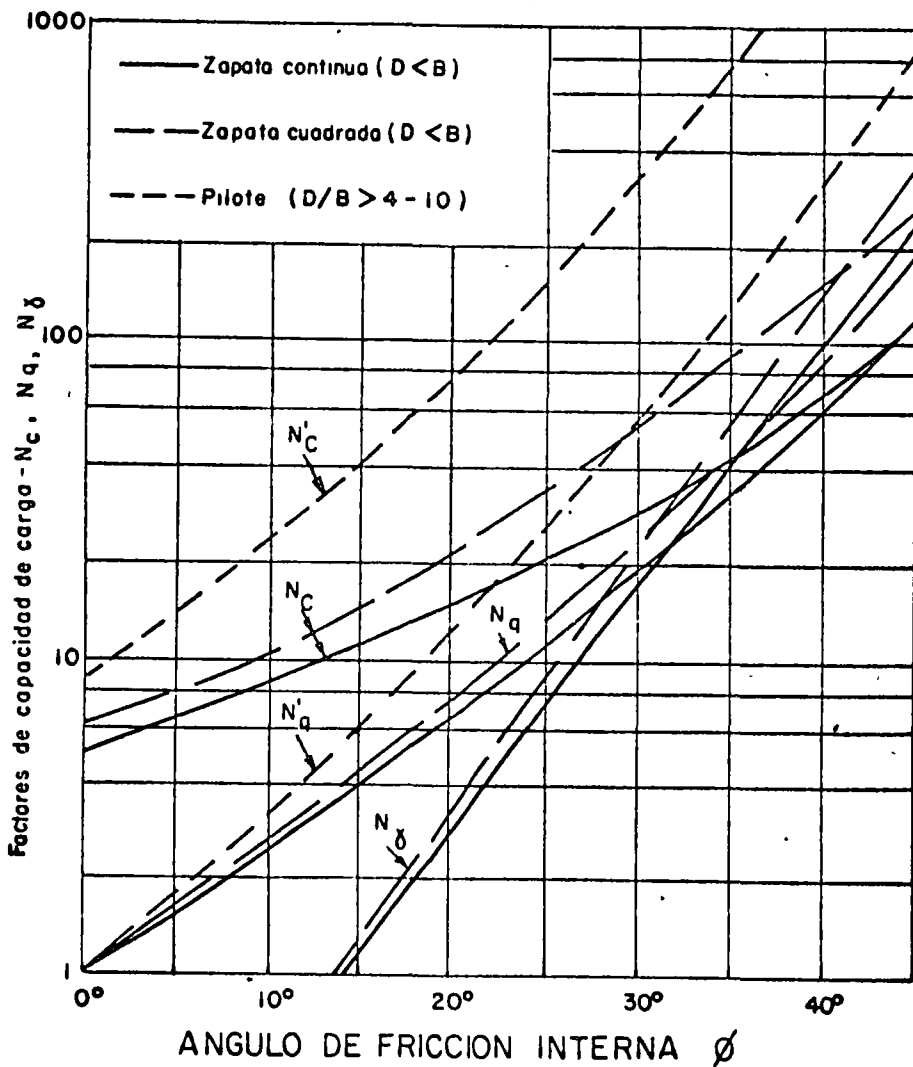


Fig. 2 Factores de capacidad de carga para zapatas y pilotes (Meyerhof, 1963)

### 3. COMENTARIOS

Debido a las limitaciones de la teoría, las pruebas de carga in situ proporcionan valores más realistas de la capacidad de carga. Sin embargo, es práctica común, por diversas razones, que las cimentaciones se diseñen a partir de las teorías existentes y que solamente en casos que lo ameriten se efectúen las pruebas de carga como una comprobación.

Por tanto, la capacidad de carga evaluada con fórmulas teóricas debe, además, apoyarse en un buen criterio ingenieril. Cabe señalar que la subestimación de la capacidad de carga puede conducir a soluciones innecesariamente costosas y en ocasiones a dificultades constructivas. La sobreestimación de la misma, puede acarrear a fallas.

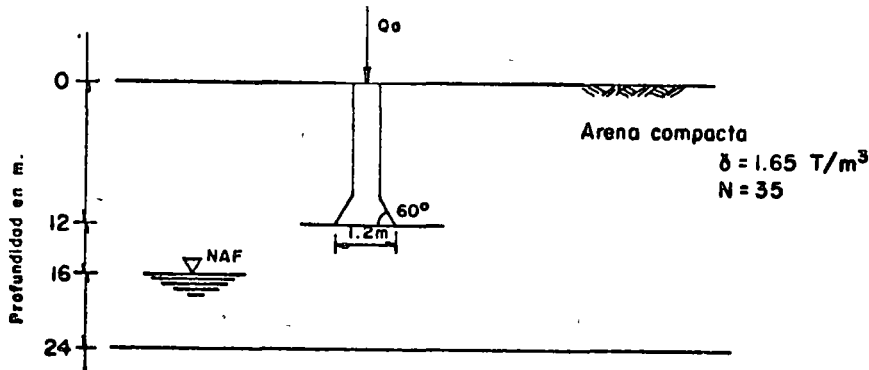
Es indispensable contar con buena información de campo y laboratorio para conocer la estratigrafía y propiedades del subsuelo que interesan en la evaluación de la capacidad de carga. Pero también es importante conocer los procedimientos constructivos y las limitaciones que imponen, así como la experiencia que se tiene en la localidad que se trate.

#### 4. REFERENCIAS

1. Juárez Badillo E. y Rico Rodríguez A., Mecánica de Suelos, Tomo II, Teoría y Aplicación de la Mecánica de Suelos, Cap. VI y IX, Limusa, 1974.
2. Terzaghi K. y Peck R.B., Soil Mechanics in Engineering Practice Wiley 1967.
3. Meyerhof G.G., Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundations, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 1. No. 1, Sept. 1963.
4. Meyerhof G.G., Penetration Tests and Bearing Capacity of Cohesionless Soils, Journal of the Soils Mechanics and Foundation Division, Proc. ASCE, Vol. 82, January 1956.
5. Reséndiz D., Springall G., Rodríguez J. y Esquivel R., Información Reciente sobre Las Características del Subsuelo y la Práctica de la Ingeniería de Cimentaciones en la Ciudad de México, V Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, México, 1970, Tomo I.

## 5. PROBLEMAS

1. Calcule la capacidad de carga de trabajo de una pila de 1,2 m de diámetro desplantada a 12 m de profundidad en el terreno de la figura. Utilice  $FS=3$  y Meyerhof 63.



R:  $q_a = 1185 \text{ ton/m}^2$ ;  $Q_a = 1340 \text{ ton}$

2. Igual al problema anterior, pero considere el nivel freático a 2.5 m de profundidad.

R:  $q_a = 615 \text{ ton/m}^2$ ;  $Q_a = 700 \text{ ton}$

3. Calcule el diámetro nominal de campana de las pilas que pueden resolver la cimentación de columnas que transmitirán al subsuelo cargas estáticas de 600, 500 y 400 ton. Las pilas se desplantarán a 10 m de profundidad en el subsuelo de las características descritas en el Prob. 1, pero con el nivel freático a 2.5 m de profundidad.  $FS = 3$ .

R: 1.19, 1.08, 0.97 m.

4. Igual al Prob. 3, pero considerando un incremento de carga vertical por sismo de 600 ton en las columnas. Use  $FS = 1.5$ .

R: 1.19, 1.14, 1.09 m.

5. Si los problemas 3 y 4 se refieren al mismo edificio: ¿cuáles diámetros de campana usaría en cada pila?

R: 1.19, 1.14, 1.09 m.

6. Aplicando la expresión  $f_s = k_s \cdot \gamma \cdot z \cdot \tan \delta$ , calcule la capacidad de carga por fricción de pilotes de 0.4 y 0.5 m de diámetro en el subsuelo descrito en el Prob. 1, considerando el nivel freático a 16 m de profundidad, en un caso, y coincidiendo con la superficie del terreno, en otro. Los pilotes serán hincados hasta 12 m de profundidad. Utilice  $FS = 3$  y  $K_s \tan \delta = 0.6$ .

R: a) 30 ton, 37 ton; b) 12 ton, 15 ton.

- ¿ Cuál es la capacidad de carga en la punta?  
 ¿ Cuál es la capacidad de carga total?

7. Calcule la capacidad de carga de trabajo de pilotes, de 0.40, 0.45 y 0.50 m de diámetro, apoyados de punta en el estrato resistente localizado entre 31.1 y 36.8 m de profundidad. Considere dos casos: (a), pilotes empotrados un diámetro en el estrato resistente ( $L=B$ ); (b), pilotes empotrados cuatro diámetros ( $L/B = 4$ ), en el mismo estrato. En ambos casos utilice Meyerhof, eligiendo las curvas adecuadas. Para el caso (a) use un número de golpes medio  $N = 25$ , y para el (b)  $N = 45$ .

R: a) 18, 23, 28 ton; b) 112, 142, 175 ton.

Si la superficie está sujeta a hundimiento regional y la fricción negativa unitaria es  $f(-) = 1.0 \text{ ton/m}^2$ ; calcule la capacidad de trabajo neta, restando la fricción negativa total  $F(-)$  de la capacidad de carga obtenida en (b).

$$F(-) = \pi \cdot d \cdot L \cdot f(-)$$

$$Q_{au} = Q_a - F(-)$$

R: 72, 97, 125 ton.

8. Un edificio de 14 pisos que tiene un peso total de 6,600 ton, que ocupará un área de 25 x 18 m, se construirá en el terreno cuyo subsuelo y propiedades se muestran en el perfil anexo. El edificio tendrá un sótano cuya losa quedará a 3 m de profundidad. Descontando del peso total la subpresión actuante en la losa del sótano, determine el número de pilotes de punta que se requieren para transmitir la descarga al estrato resistente localizado a partir de 31.1 m de profundidad. Revise que para cada diámetro de pilotes (0.40, 0.45 y 0.50 m), el número de pilotes no obligue a tener separaciones menores que  $3D$ . Use los datos obtenidos en 7 (b).

R: a)  $n = 86, 64$  y 50 pilotes

b) 5.75, 5.9 y 6 diámetros de separación

9. Un edificio que pesa  $12 \text{ ton/m}^2$ , ocupa un área de 15x25 m, será construido sobre el mismo suelo. El edificio llevará un sótano de 4 m bajo toda el área.

Calcule la descarga debida a la excavación y la que será transmitida a pilotes de adherencia. Determine la capacidad de carga de pilotes de adherencia de 40, 45 y 50 cm de diámetro. La longitud de los pilotes es de 23 m, debido a que se dejará un colchón compresible de 4.1 m, por lo que la punta de ellos quedará a 27 m de profundidad. Diga cuántos pilotes de 50 cm de diámetro se requieren. Revise el comportamiento del grupo de pilotes.







centro de educación continua  
facultad de ingeniería, unam



DIRECTORIO DE PROFESORES DE DISEÑO Y CONSTRUCCION  
DE CIMENTACIONES PROFUNDAS.

ING. FRANCISCO DE PABLO GALAN  
DIRECTOR GENERAL DE PROYECTOS  
OBRAS DE CONSERVACION UNAM  
EDIF. RADIO UNIVERSIDAD P.B.  
Z.P. 20

ING. JUAN MANUEL ESCAMILLA AGEA  
SUPERINTENDENTE  
CONSTRUCCIONES DE SOLUM, S.A.  
MINERIA # 145 EDIF. 2-2o. PISO

ING. GABRIEL GARCIA ALTAMIRANO  
3era. CERRADA DE LA CALLE 10 # 228  
SUBJEFE DEL DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA  
S.O.P.

ING. GABRIEL MORENO PECERO  
SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS  
AVE. UNIVERSIDAD Y XOLA

ING. ALFONSO RICO  
JEFE DEL DEPTO DE GEOTECNIA  
S.O.P.  
AVE. UNIVERSIDAD Y XOLA-1o. PISO

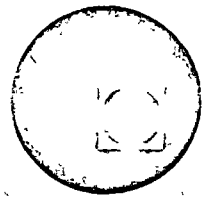
ING. LUIS BERNARDO RODRIGUEZ  
JEFE DEL DEPTO. DE MECANICA DE  
SUELOS DE ISTME  
MINERIA 145 EDIF. E. ENTRADA 4 P.B.

ING. RICARDO SANCHEZ BRINGAS  
SUPERINTENDENTE DE SOLUM, S.A.  
MINERIA 145 EDIF. C-2o. PISO

ING. CARLOS SILVA ECHARTEA  
INVESTIGADOR  
INSTITUTO DE INGENIERIA  
SECC. MECANICA DE SUELOS



# centro de educación continua facultad de ingeniería, unam



DIRECTORIO DE PROFESORES DE DISEÑO Y CONSTRUCCION  
DE CIMENTACIONES PROFUNDAS.

ING. GUILLERMO SPRINGAL CARAM  
DIRECTOR GENERAL  
LONDRES 44  
Z.P. 21

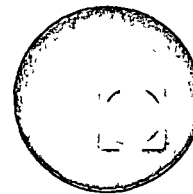
ING. ENRIQUE TAMEZ GONZALEZ  
VICE PRESIDENTE TECNICO DEL  
GRUPO ICA  
MINERIA 145 EDIF. D-2o. PISO  
Z.P. 18

ING. JOSE TINAJERO SAENZ  
SUPERINTENDENTE DE LA  
DIVISION DE CONSTRUCCIONES  
MINERIA 145 EDIF. C. P.B.  
Z.P. 18

ING. LUIS VIEITEZ UTESA  
GERENTE TECNICO DE SOLUM, S.A.  
MINERIA 145-1o., 2o. PISOS  
Z.P. 18



centro de educación continua  
facultad de ingeniería, unam



DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES PROFUNDAS

NOTAS PARA LA CLASE DEL

ING. LUIS VIEITEZ UTESA

## EXCAVACIONES BAJO EL NIVEL FREÁTICO

Con frecuencia es necesario excavar a profundidades abajo del nivel freático para construir una cimentación; cuando esto sucede el agua freática fluye hacia la zona excavada y es entonces indispensable conducirla por zanja colectora hasta cárcamos de bombeo, como muestra el esquema de la fig. 1. Esta forma de abatimiento del nivel freático puede ser tolerable en algunos casos, cuando el gasto que fluye hacia el interior de la excavación es relativamente pequeño, es decir 5 a 10 lt/seg, y no se produce el arrastre de partículas de suelo por el agua. Tales condiciones se presentan cuando se excava en suelos cohesivos como arcillas, limos arcillosos o arenas y gravas arcillosas, o bien en gravas o arenas limosas, con algún contenido de arcilla que produce cierta cohesión entre las partículas y ofrece cierta resistencia a la erosión. Sin embargo, en cualquiera de estos casos las filtraciones que se generan hacia la excavación producen fuerzas de filtración que tienden a provocar el deslizamiento de los taludes, lo que obliga a construirlos con pendientes muy tendidas.

Por el contrario, cuando se excava con este procedimiento en suelos no cohesivos, tales como los limos no plásticos, las arenas limosas y las arenas finas, se produce el deslizamiento y la erosión de los taludes y del fondo de la excavación, aun cuando la profundidad sea apenas de uno o dos metros bajo el nivel freático. Además, las filtraciones -

ascendentes en el fondo de la excavación, al tratar de levantar las partículas de suelo, aflojan su estructura y lo convierten en un material suelto, con lo cual se reduce importantemente la capacidad de carga y se aumenta la compresibilidad del suelo que queda bajo el fondo de la excavación. Si el gradiente hidráulico a la salida de las filtraciones del fondo, es cercano a la unidad, las partículas del suelo no cohesivo entran en ebullición, es decir, se produce la condición de una arena movediza. Este fenómeno es mas evidente en el caso de la excavación para una pila de puente que se muestra en el esquema 2; las fuerzas de filtración ascendentes provocan el levantamiento del material del fondo en el interior de las tablaestacas, lo cual puede anular el empuje pasivo que actua en el empotramiento de las tablaestacas, dando por resultado la falla de éstas por "pateo". Si la excavación se hace en suelos de alta permeabilidad, como las gravas y las arenas gruesas, el gasto de filtración se vuelve tan grande que se convierte en un serio inconveniente para la seguridad y la buena ejecución de la obra. De aquí, la necesidad de controlar en todos estos casos las filtraciones, a fin de eliminar los efectos de inestabilidad, ebullición o arrastre de los suelos durante la excavación.

Los procedimientos de que se dispone actualmente para el control de las filtraciones actuan sobre éstas en dos formas diferentes :

En unos casos se conducen las filtraciones mediante instalaciones convenientes de bombeo, extrayéndolas del suelo antes de que lleguen al -

sitio de la excavación; éstos son los llamados "métodos de drenaje" y permiten abatir el nivel freático, en forma local, en el sitio en que se excava, previamente a la ejecución de la excavación.

Otros procedimientos evitan la llegada del agua al sitio de la excavación interceptándola mediante pantallas impermeables que rodean al sitio de la construcción y, en ocasiones forman también un fondo impermeable, cuando no existen en forma natural estratos impermeables que impidan la filtración por el fondo; a éstos se les llama "métodos de impermeabilización".

#### DRENAJE. - (1)

A continuación se enumeran los diversos tipos de instalación para el abatimiento del nivel freático antes de la excavación:

Sistemas que actúan por gravedad :

Pozos-punta

Pozos profundos

Sistema combinado de gravedad y vacío.

Sistema combinado de bombeo y electrósmosis.

Pozos-punta.- El esquema de la Fig. 3 muestra este sistema que consiste en una serie de tubos verticales de unos 6 m de longitud y diámetro de  $1 \frac{1}{2}$ " a 2", en cuyo extremo se acopla un tubo especial formado por una fina malla metálica o de plástico, en cuyo interior se aloja un tubo perforado; esta última parte tiene unos 0.60 m de longitud y en su extremo inferior está provista de una válvula de pie. Estos tubos se instalan en

el terreno hincándolos con el auxilio de un chiflón de agua que circula por el propio tubo y sale por el extremo inferior alrededor de la válvula de plé, como muestra el esquema 4; dichos "tubos-punta", se colocan en líneas alrededor de la excavación, con separaciones entre una y otra "punta", que varían de 0.5 y 2 m; excepcionalmente esa separación llega a ser de 3 m. El extremo superior de cada uno de los tubos se conecta a una tubería con diámetro de 8" a 10", la cual a su vez conecta al extremo de succión de una bomba centrífuga de impulsor abierto, provista de una trampa de aire; una bomba de vacío conectada también en la tubería de succión, complementa el sistema. Al crear el vacío en la tubería de succión, la válvula de plé de las puntas, cierra el extremo inferior de éstas y el agua del suelo pasa solamente a través del cedazo, con lo cual se evita el arrastre de partículas de arena y limo.

Cada una de estas puntas es capaz de succionar un gasto de 0.5 a 1.0 lt/seg dependiendo de su diámetro; así pues, la separación de las puntas dependerá del gasto que haya que bombear por metro lineal de perímetro del sistema, el cual está relacionado con la permeabilidad del suelo, de manera que si se conoce ésta, se puede estimar el gasto por unidad de longitud, así como el diámetro de las puntas y su separación. Para fines de orientación a este respecto, puede decirse que, en arenas de tamaño medio a fino, cuya permeabilidad es del orden de  $10^{-2}$  cm/seg, pueden requerirse puntas de 2" con una separación de 0.50 m, mientras que, en arenas finas limosas con permeabilidad del orden de  $10^{-3}$  cm/seg, bastarán puntas de  $1 \frac{1}{2}$ " con separación de unos 2 m.

El sistema de pozos-punta solo permite abatir el nivel freático hasta unos 6 m de profundidad, por lo que, si se requiere mayor profundidad de abatimiento, es necesario instalar varios circuitos de puntas escalonados como indica el croquis de la fig. 5.

Pozos-profundos. - Como una alternativa a la instalación de puntas escalonadas, se recurre al uso de pozos profundos que se instalan en un solo circuito perimetral a la excavación, según se ve en el croquis 6. Las bombas de pozo profundo se fabrican en una amplia gama de capacidades que va desde unos 5 a 10 lt/seg, hasta gastos mayores de 100 lt/seg, lo cual permitiría diseñar una instalación que lograra controlar cualquier gastos de filtración y a cualquier profundidad que pudiera requerirse en la práctica, aun tratándose de excavaciones de gran profundidad en depósitos de grava y arena gruesa y limpia, cuya permeabilidad sea mayor de  $10^{-1}$  cm/seg; bastaría para ello conocer la permeabilidad media y la estratigrafía del depósito para determinar, mediante el trazo de una red de flujo, el gasto por metro lineal que se obtendrá a lo largo de la línea de bombeo. Puesto que es indispensable que los conos de abatimiento de cada uno de los pozos a lo largo de la línea de bombeo se traslapen completamente, es necesario que la separación entre pozos no sea mayor que la mitad de la profundidad de abatimiento requerida y que el espejo del agua abatida en cada pozo de bombeo se encuentre de 2 a 3 m abajo de la profundidad de abatimiento deseada en la excavación. Sobre estas bases se puede



elegir la capacidad y número de las bombas que se requiera. Sin embargo, cuando se trata de permeabilidades de  $10^{-1}$  o mayores, los gastos que se bombean llegan a ser tan grandes que requieren de fuertes inversiones en equipo y costo de operación; en tales circunstancias puede justificarse mejor, desde un punto de vista económico, evitar las filtraciones mediante métodos de impermeabilización que se discutirán más adelante.

Bombeo y vacío combinados. - Cuando se tienen depósitos de limos o limos arenosos cuya permeabilidad varía entre  $10^{-3}$  y  $10^{-5}$  cm/seg, los sistemas de bombeo de gravedad por sí solos pueden requerir de un tiempo prolongado de bombeo o bien ser totalmente ineficientes para los limos menos permeables; en tales condiciones se recurre al auxilio de un sistema de vacío que, combinado con el equipo de bombeo produce un vacío que actúa en las paredes del pozo, a través del filtro, según se muestra en el esquema 7; este sistema aumenta el gradiente de las filtraciones hacia el pozo y desarrolla un estado de tensión en el agua de los poros del suelo que, a su vez, se traduce en un aumento de la presión intergranular y, por lo tanto, de la resistencia al corte del suelo. De esta manera, no solamente se logra la eliminación de las fuerzas de filtración, sino que además, el estado de tensión creado en el agua mejora notablemente las condiciones de estabilidad de los taludes de una excavación, lo que permite aumentar el ángulo del talud y reducir el volumen de tierra excavada.

En el caso de suelos estratificados que contienen capas alternadas de muy diferente permeabilidad, arenas, limos y arcillas, se requiere del empleo de pozos con filtro en toda la profundidad, independiente - mente del sistema de bombeo que se utilice, tal como lo muestra el esquema 8.

Bombeo combinado y electrósmosis. (2) Cuando se trata de suelos de - baja permeabilidad como las arenas, limos arcillosos y las arcillas de mediana o alta plasticidad, cuyo coeficiente de permeabilidad es del orden de  $10^{-6}$  cm/seg o menor, la aplicación del sistema de vacío es insuficiente para lograr el abatimiento rápido del nivel freático; en - estos casos el bombeo puede auxiliarse con la aplicación de un gra - diente de potencial eléctrico que acelera el flujo del agua a través de los poros del suelo y desarrolla, de manera semejante al sistema de vacío, un estado de tensión en el agua de los poros del suelo que incre - menta temporalmente la resistencia al corte, efecto que unido a la eli - minación de las fuerzas de filtración, estabiliza los taludes.

Ya se ha dicho que en este tipo de suelos, dada su baja permeabilidad, se producen gastos de filtración muy pequeños que son fáciles de mane - jar desde el interior de la excavación; además, por ser suelos cohesi - vos no son fácilmente erosionables y puede excavarlos en ellos hasta - profundidades razonables sin necesidad de abatimiento previo del nivel freático. Sin embargo, cuando la profundidad de la excavación va más - allá de los límites de la estabilidad de los taludes, el empleo de la - -

electrósmosts y el bombeo combinados es conveniente para mejorar las condiciones de estabilidad de los taludes y alcanzar con toda seguridad la profundidad de excavación final.

En el caso de excavaciones en arcillas blandas y expansivas, como las del Valle de México, se producen expansiones del fondo de la excavación, como consecuencia de la descarga que sufren los suelos que quedan bajo el nivel del fondo, al retirar la tierra que se encuentra arriba de ese nivel. En excavaciones realizadas en estos suelos, a profundidades de 6 a 8 m, se han registrado expansiones mayores de 60 cm, las cuales se recuperan en forma de asentamientos al volver a cargar las arcillas con el peso de la estructura. En esta forma, una cimentación totalmente compensada que, teóricamente no debería sufrir asentamientos se hunde una cantidad igual a la expansión provocada durante el proceso de excavación. En estos casos el abatimiento local del nivel freático, previo a la excavación, produce una sobrecarga local de igual magnitud que la descarga que provocará posteriormente la excavación. Es bien conocido que el abatimiento local del nivel freático produce hundimientos por consolidación de la arcilla, cuya magnitud es función del tiempo que actúa la sobrecarga producida por el abatimiento. Si el abatimiento se logra en un tiempo corto, alrededor de una semana, los hundimientos locales no exceden de unos 10 cm. Este abatimiento rápido se consigue con el auxilio de la electrósmosts. Al ejecutar la excavación después de haber abatido el nivel freático, puede atacarse grandes áreas produ-

cléndose expansiones de magnitud muy semejante a los asentamientos provocados previamente durante la etapa de abatimiento del nivel freático. Los esquemas 8 y 9, ilustran la instalación de este sistema en el que se emplean pozos de bombeo cuyo ademe metálico está diseñado para servir también como electrodo negativo hacia el cual fluye el agua del suelo impulsada por el potencial eléctrico creado en el terreno mediante la instalación de varillas de acero colocadas entre los pozos, las cuales sirven de electrodos positivos. Los pozos-cátodo y las varillas-ánodo, se conectan a los bornes correspondientes de un generador de corriente continua, creándose así el gradiente de potencial eléctrico, cuyo valor se mantiene entre 0.1 y 0.3 volts/cm de separación entre electrodos. El agua es extraída del interior del ademe mediante una pequeña bomba de pozo profundo del tipo eyector (trompa de vacío) operada por un chiflón de agua producido por una bomba centrífuga de alta presión; el agua inyectada en el eyector, junto con la extraída del suelo, fluyen por una tubería de retorno que regresa hasta el cárcamo de la bomba centrífuga que se encuentra en la superficie, desde donde es recirculada y reinyectada para la operación continua de las bombitas de pozo profundo.

En arcillas de alta compresibilidad la distribución de los electrodos en el área de la excavación y el gradiente de potencial aplicado se diseñan de manera tal que se reduzcan al mínimo los asentamientos de la corona de los taludes y de la zona vecina a la excavación, con el fin

de evitar daños a estructuras vecinas y prevenir el agrietamiento de los taludes que empeora su estabilidad.

La Fig. 10 muestra los rangos de granulometría de suelos dentro de los cuales son aplicables los distintos métodos de abatimiento antes mencionados. En ello puede observarse que para aquellos depósitos de grava y arena cuyas partículas son de tamaños mayores que los correspondientes a las arenas gruesas, los métodos de drenaje por gravedad no son recomendables, pues aunque es posible lograr buenos resultados, los grandes gastos de bombeo y el alto costo de las instalaciones de los pozos hacen el procedimiento antieconómico. En estos casos es preferible recurrir a los métodos de impermeabilización.

### IMPERMEABILIZACION

Para construir barreras o pantallas impermeables capaces de interceptar las filtraciones hacia el interior de la excavación, se dispone de los siguientes procedimientos :

Pilotes secantes de concreto

Tableros de concreto

Trincheras flexibles

Pantallas de inyección.

#### Pilotes Secantes de Concreto. -

Las pantallas de pilotes secantes se forman mediante pilotes de concreto colados insitu, dentro de una perforación estabilizada con lodo bentonif-

tico; el concreto se coloca dentro de la perforación con el auxilio de una trompa de colado o tubo Tremie que deposita el concreto de alto reventamiento, mayor de 15 cm en el fondo de la perforación, de manera que el concreto vaya desplazando a la bentonita hasta sustituirla completamente. El trabajo se hace en dos etapas, Fig. 11 : En la primera se cuelan pilotes alternados a lo largo de la hilera que formará posteriormente la pantalla, y en la siguiente se cuelan los pilotes intermedios. Los pilotes tienen un diámetro de 50 a 60 cm y la longitud suficiente para que su extremo inferior empotre en un estrato impermeable. Si no existe un estrato de estas características dentro de una profundidad razonable, se puede formar artificialmente mediante la inyección de lechadas de bentonita y cemento, o de productos químicos, a fin de impedir la entrada de las filtraciones por el fondo de la excavación.

### Tableros de Concreto . ( 3 )

La ejecución de perforaciones en depósitos fluviales con alto contenido de cantos rodados, presenta serias dificultades por la necesidad de triturar dichos cantos rodados para que sean extraídos por el lodo bentonítico en circulación en el pozo; esta operación hace muy lento el proceso constructivo de la pantalla de pilotes. En estos materiales resulta ventajoso hacer la excavación en tableros de planta rectangular de 3 a 6 m de longitud y 50 a 80 cm de ancho, Fig. 12, utilizando para ello un cucharón de almeja especialmente diseñado para este objeto. A medida que la excavación se va profundizando, se mantiene llena de lodo bento-

nético que ejerce una presión contra las paredes y las estabiliza, evitando el derrumbe de los materiales del depósito hacia el interior de la excavación. Una vez alcanzada la profundidad deseada, la zanja se rellena con concreto de alto revenimiento ( mayor de 20 cm. ) depositándolo con trompa de colado hasta desplazar toda la bentonita y formar un tablero de concreto. De manera semejante al caso de la pantalla de pilotes, los tableros se cuelan alternadamente en dos etapas. La máxima profundidad alcanzada hasta ahora con este procedimiento es de unos 90 m, en la pantalla impermeable de la Presa de La Villita. En la construcción de cimentaciones, estos muros de concreto se construyen frecuentemente con refuerzos de acero, de tal manera que, además de funcionar como pantallas impermeables sirven como estructuras de contención durante la excavación y se integran después a la propia estructura de la cimentación.

Trincheras Flexibles. - Cuando el objeto de la pantalla es exclusivamente el de detener las filtraciones, las zanjas estabilizadas con lodo bentonítico pueden rellenarse con una mezcla de grava y arena bien graduadas a las que se agrega un 20 a 25% en peso, de arcilla de mediana o alta plasticidad, a esta mezcla se adiciona agua hasta darle un revenimiento mayor de 20 cm y se coloca en la zanja de igual manera que el concreto del caso anterior. Obviamente esta solución representa alguna economía en relación con los tableros de concreto del caso anterior. La excavación de la zanja puede hacerse con el mismo cucharón de almeja que se emplea en el caso anterior o bien puede utilizarse una draga con bote

de arrastre, una retroexcavadora o una zanjadora, dependiendo de la profundidad de la pantalla y del equipo disponible. Como ilustra la Fig. 13, el relleno de la zanja puede también hacerse desde el extremo opuesto a aquél en que avanza la excavación, utilizando para ello un Bulldozer que va empujando la mezcla haciéndola deslizarse dentro de la excavación, con lo cual se va desalojando el lodo bentonítico que estabiliza las paredes de la zanja. Se han construido pantallas flexibles de este tipo, hasta profundidades de 30 m para interceptar depósitos fluviales de arena, grava y cantos rodados, utilizando draga de arrastre y Bulldozer.

Pantallas de Inyección. - Fig. 14 (4). - Se han utilizado con éxito pantallas impermeables formadas mediante la inyección de lechadas de bentonita, de bentonita con cemento, o bien de productos químicos como el silicato de sodio con alcohol isopropílico, o con cloruro de calcio, resinas de ligno, sulfonato de cromo u otra resina comercial cuyo nombre es AM-9. Las lechadas a base de bentonita penetran en depósitos que tienen poros grandes como las arenas gruesas y las gravas cuya permeabilidad es mayor de  $10^{-1}$  cm/seg. En las arenas medianas de menor permeabilidad las partículas de bentonita y cemento no son capaces de penetrar a través de los poros y se hace necesario entonces recurrir al empleo de productos químicos.

Las lechadas o los productos químicos se inyectan en el terreno a través de una o varias hileras paralelas de perforaciones separadas entre sí - distancias de 1.50 a 2.00 m, de manera que la zona de influencia de ca-



da uno de los pozos de inyección se traslape con la de los pozos vecinos y forme así una pantalla impermeable. Como es frecuente encontrar depósitos formados por capas o lentes de distinta permeabilidad, es común que las pantallas de inyección se formen utilizando lechadas de bentonita para los estratos o lentes de mayor permeabilidad y productos químicos para los menos permeables. Cuando no existe una capa impermeable en la cual se apoye el extremo de la pantalla se recurre a formar dicha capa artificialmente mediante la inyección, a la profundidad requerida, a través de una retícula de agujeros distribuidos dentro del área por excavar. La profundidad de esta capa impermeable horizontal debe ser tal que la fuerza de subpresión sea equilibrada por el peso del material que quede entre el fondo de la excavación y la capa impermeable, para evitar que ésta sea levantada por la subpresión.

La elección de cualquiera de éstos métodos para interceptar las filtraciones es una cuestión económica y de disponibilidad de equipo.

REFERENCIAS.

- 1) Leonards - "Foundation Engineering".  
Capítulo sobre el abatimiento del Nivel Freático ( Dewatering ).  
( J. Wiley ).
- 2) La Electrósmosis y Fenómenos Conexos - Leo Casagrande .-  
Revista de Ingeniería .- Abril 1962.
- 3) G. Schneebell - "Le Parois Moulees dan Le Sol", ( Eyrolles ).
- 4) H. Cambembort.- "Injections des Sols.- ( Eyrolles ).

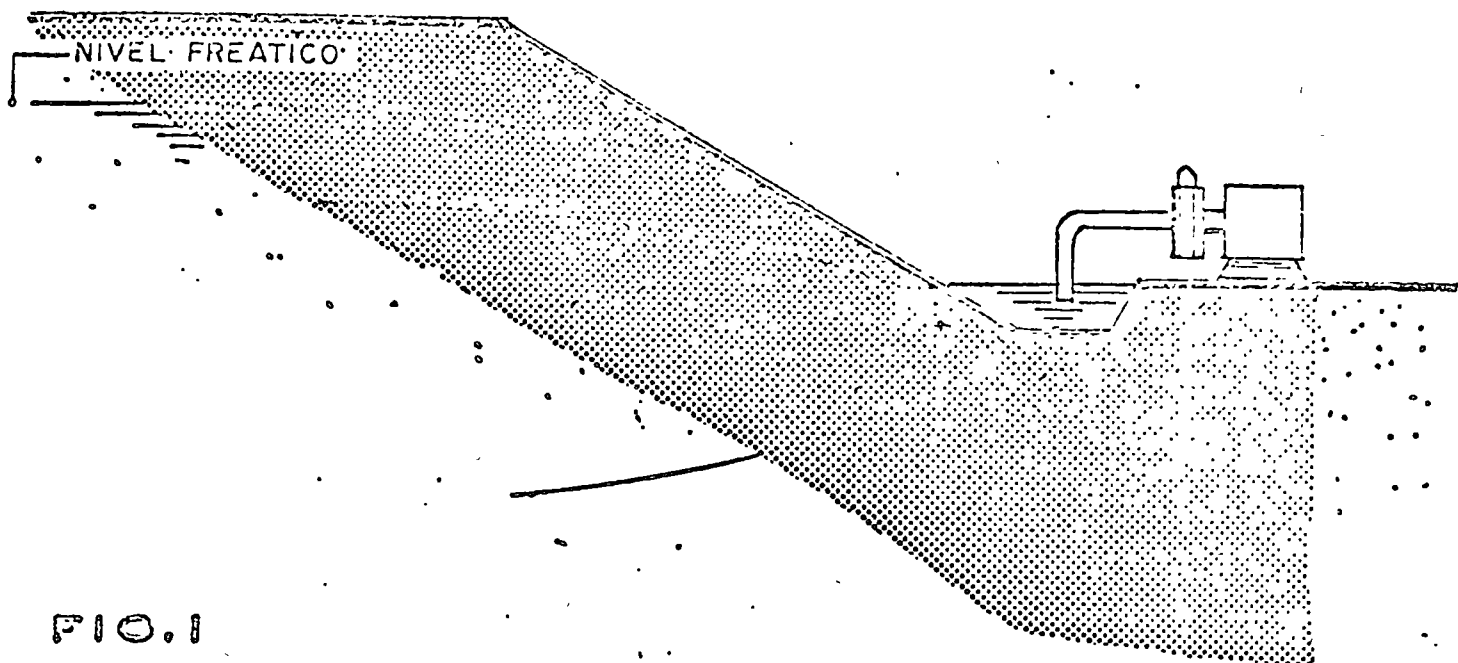


FIG. 1  
FILTRACIONES HACIA EL INTERIOR DE UNA  
EXCAVACION EN TALUD.

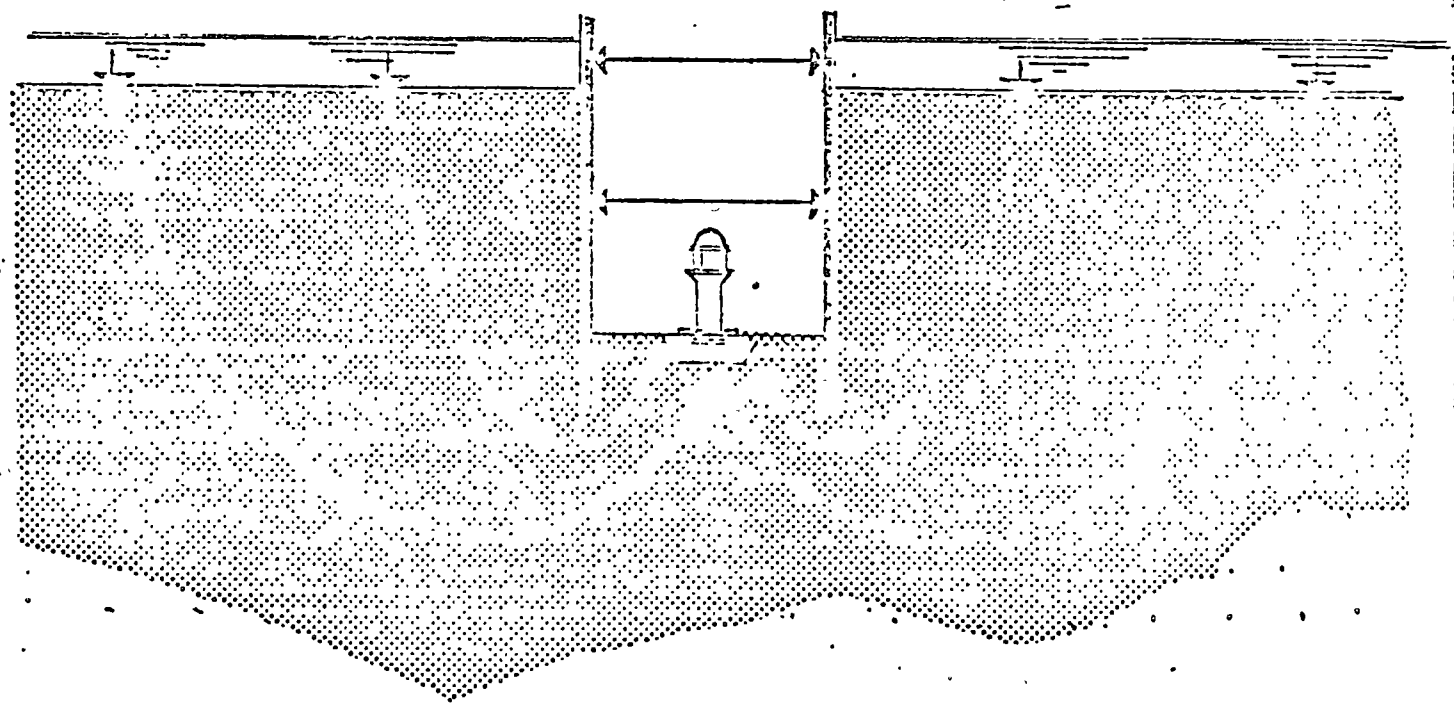


FIG. 2  
FILTRACIONES EN UNA EXCAVACION EN  
TRINCHERA ADEMADA.

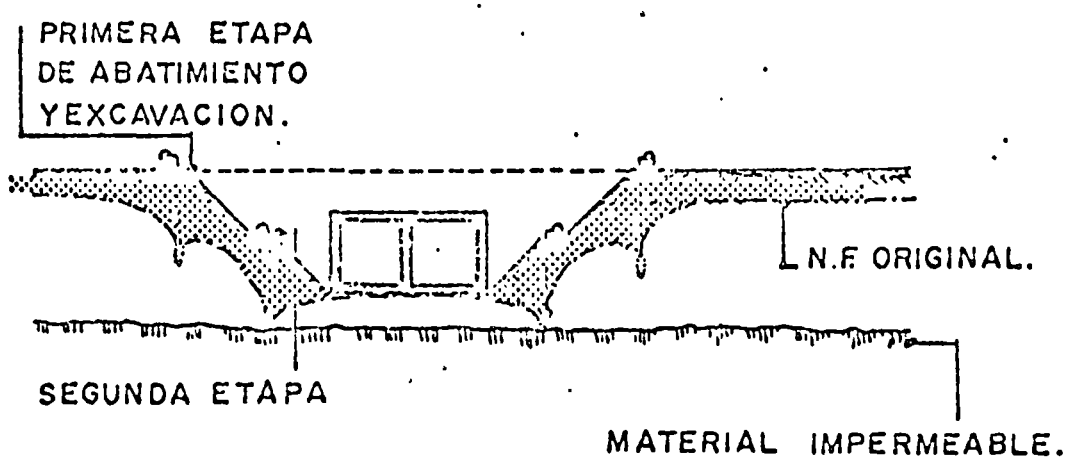
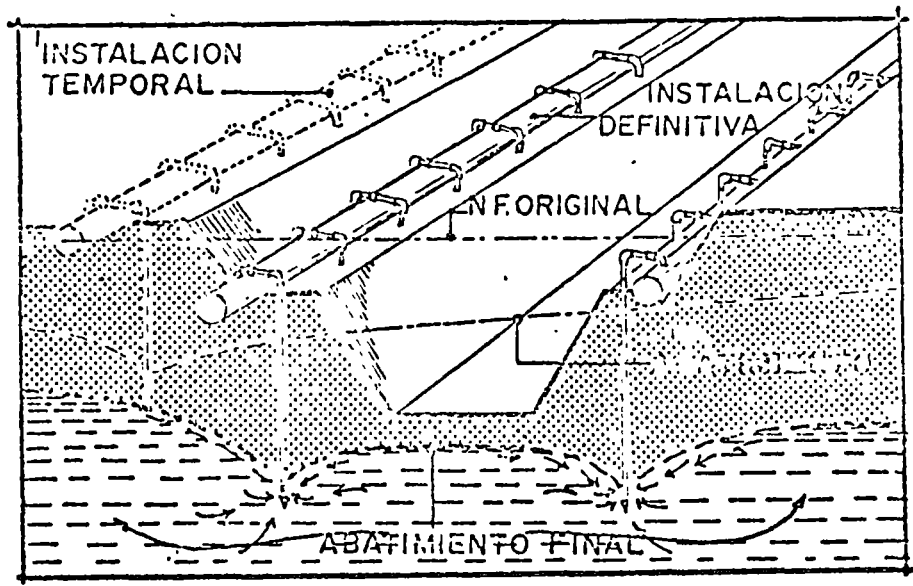


FIG. 3

ABATIMIENTO DEL NIVEL FREATICO.  
MEDIANTE POZOS - PUNTA

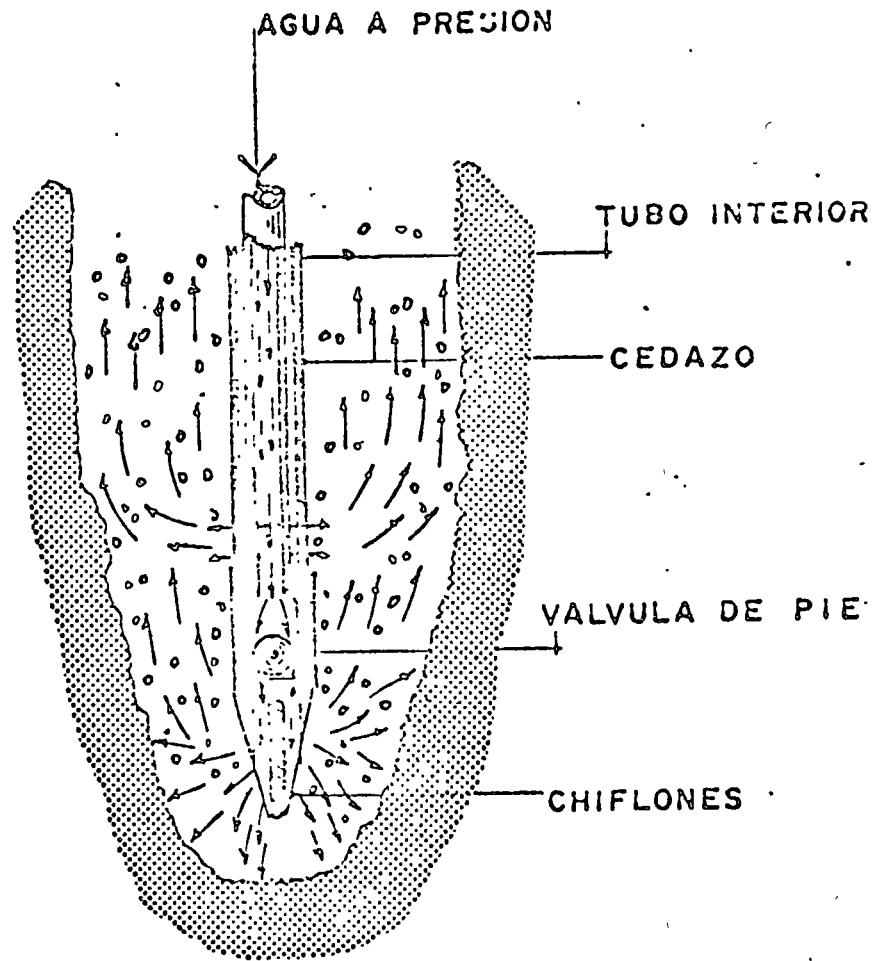


FIG. 4

HINCADO DE LA PUNTA POR MEDIO DE CHIFLON DE AGUA.

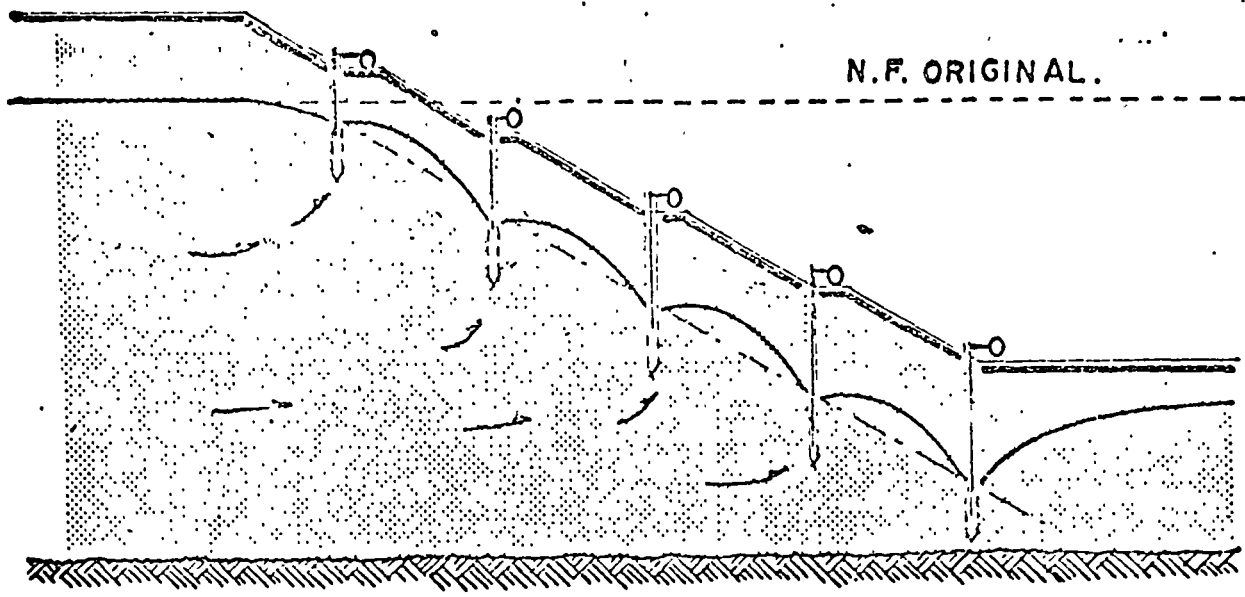


FIG. B  
ABATIMIENTO MEDIANTE VARIAS  
ETAPAS ESCALONADAS

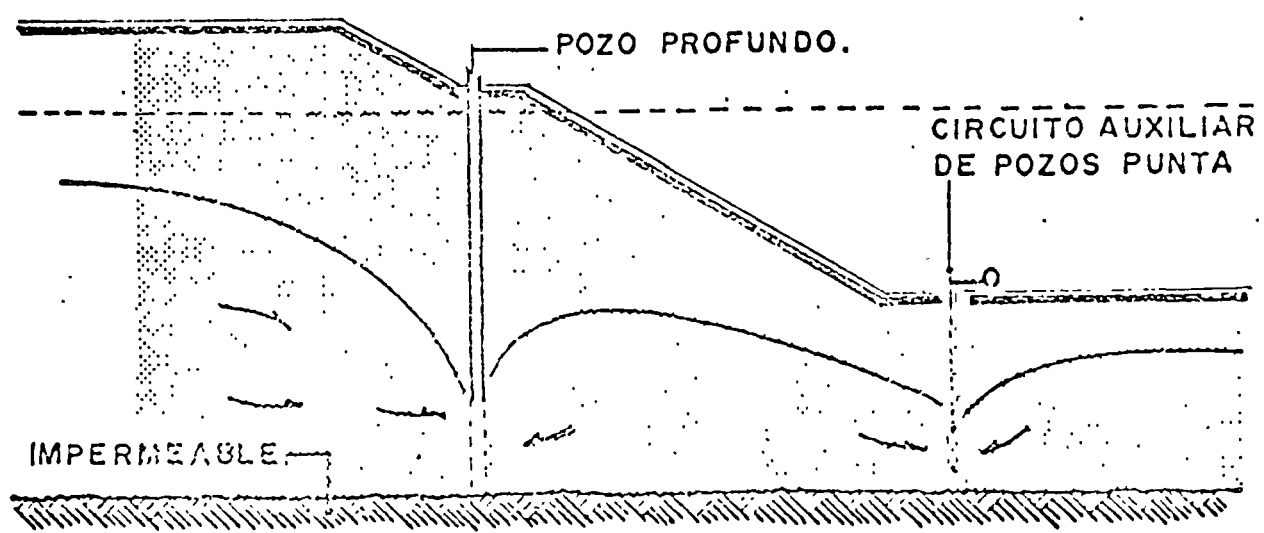


FIG. C  
ABATIMIENTO DE N.F. MEDIANTE  
POZOS PROFUNDOS

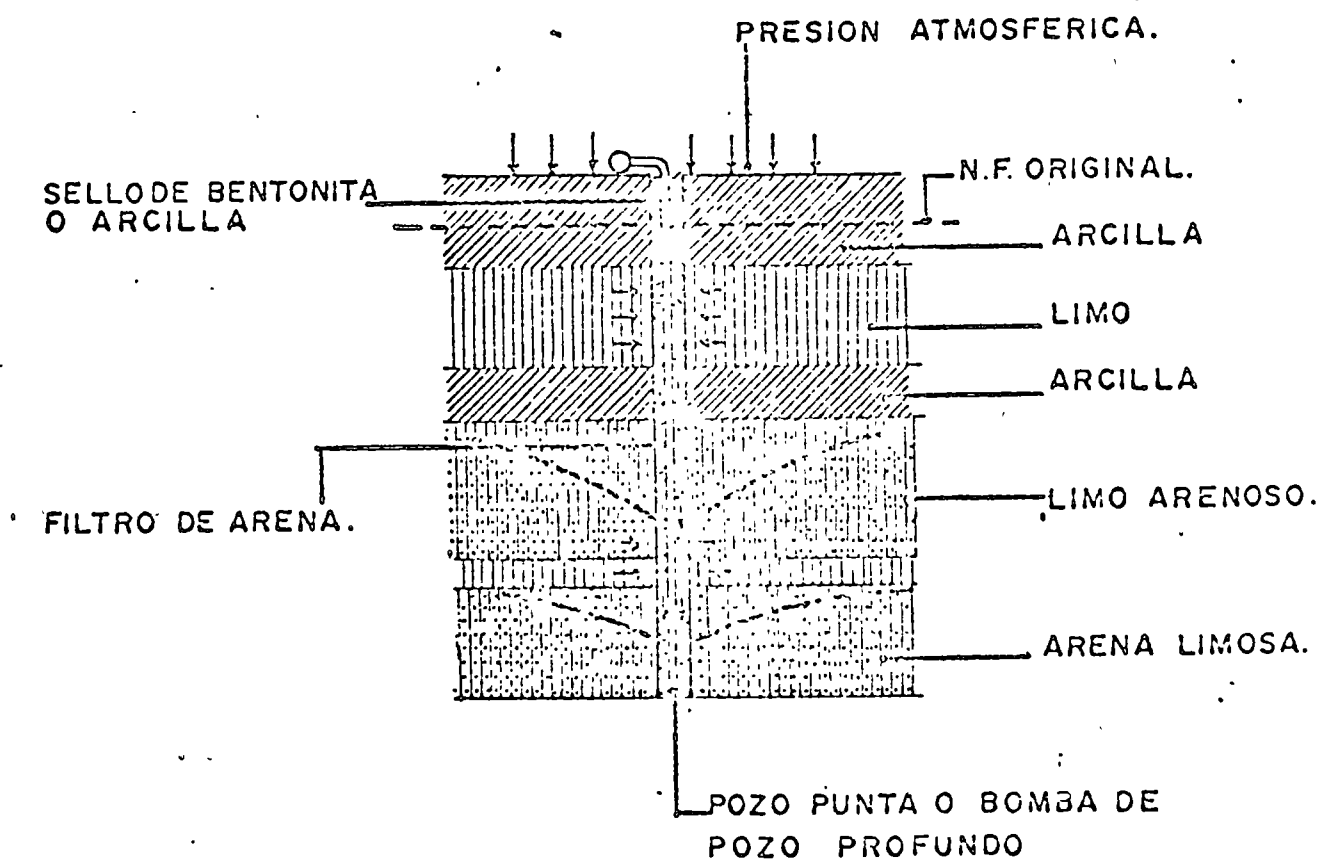
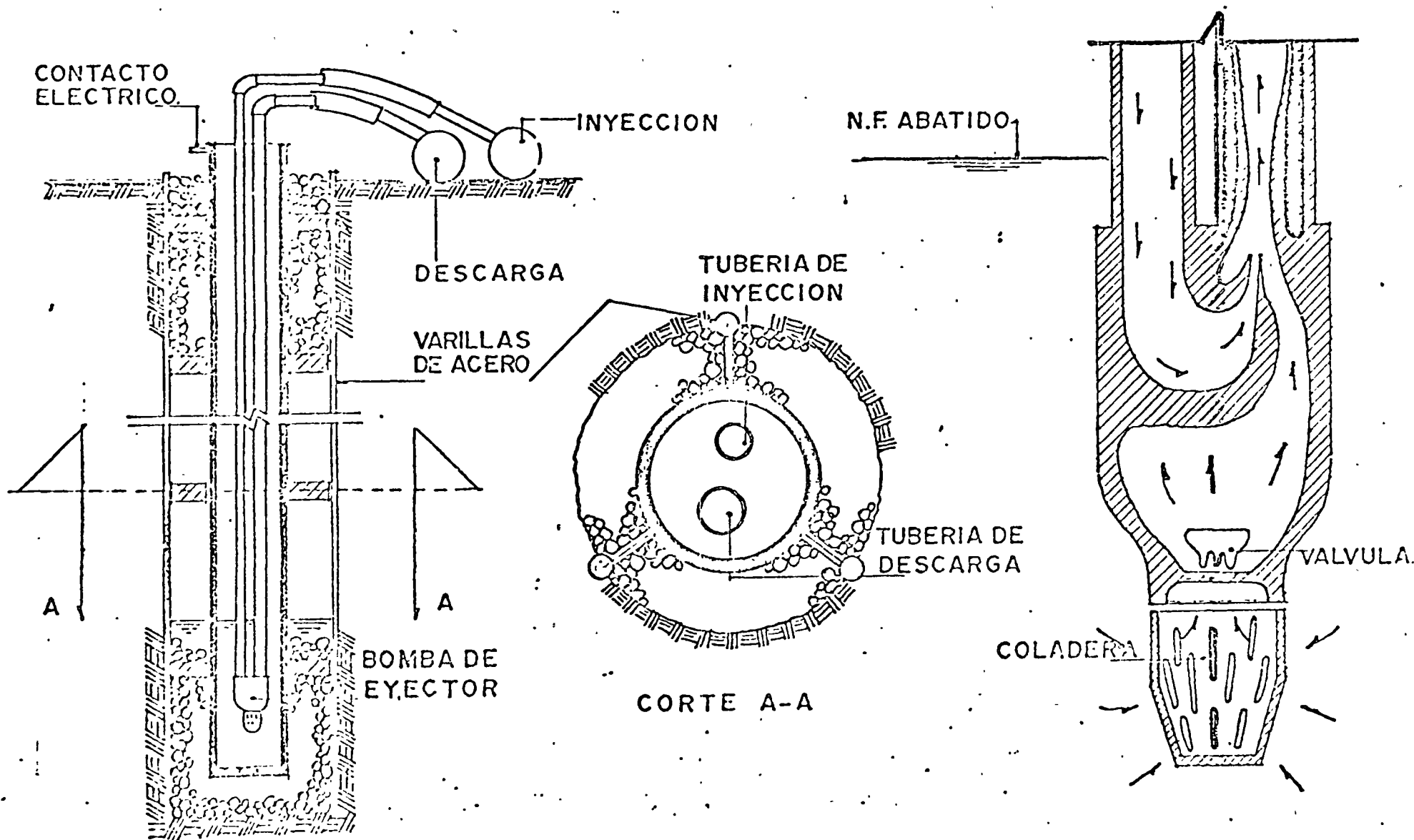


FIG. 7

BOMBEO Y VACIO COMBINADOS.

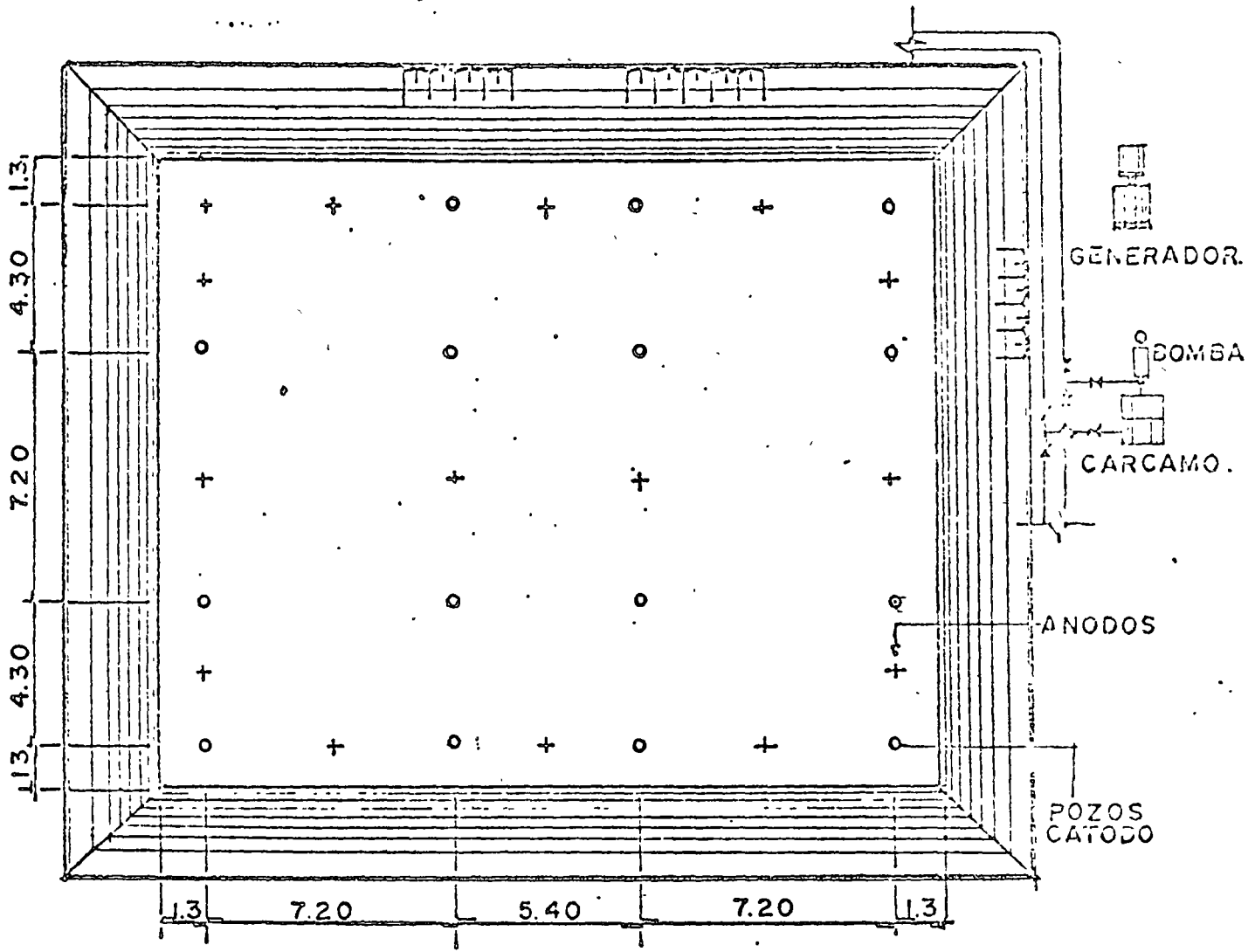
FIG. 8



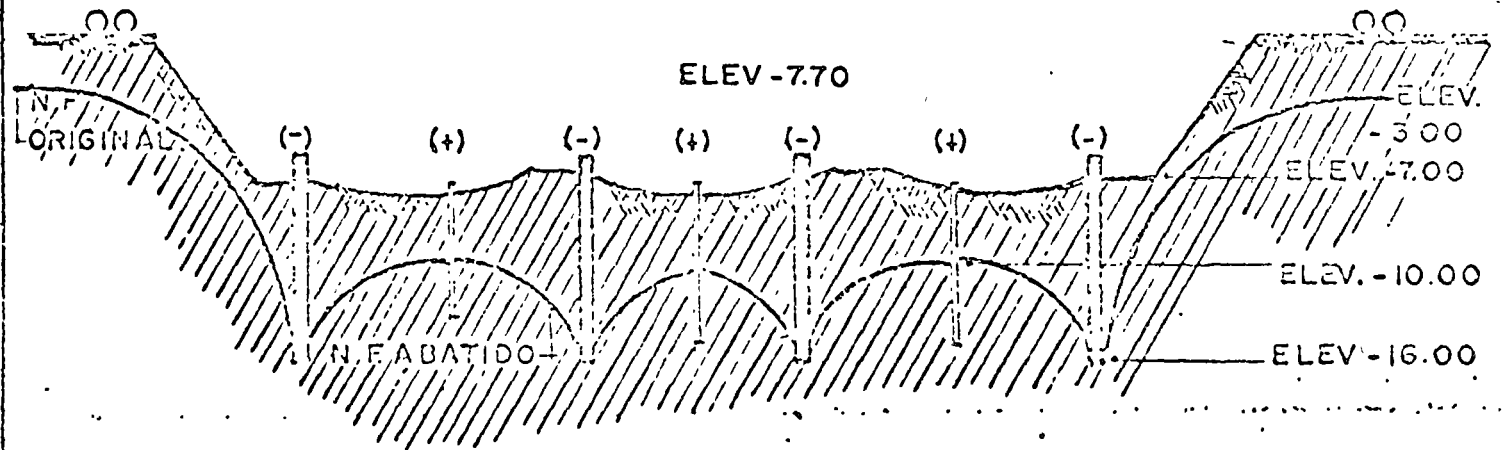
INSTALACION DE UN POZO CATODO..

DETALLE DE LA BOMBA DE EYECTOR.





.PLANTA



PERFIL

FIG. 0

INSTALACION PARA ABATIMIENTO ELECTROSMOTICO EN ARCILLAS

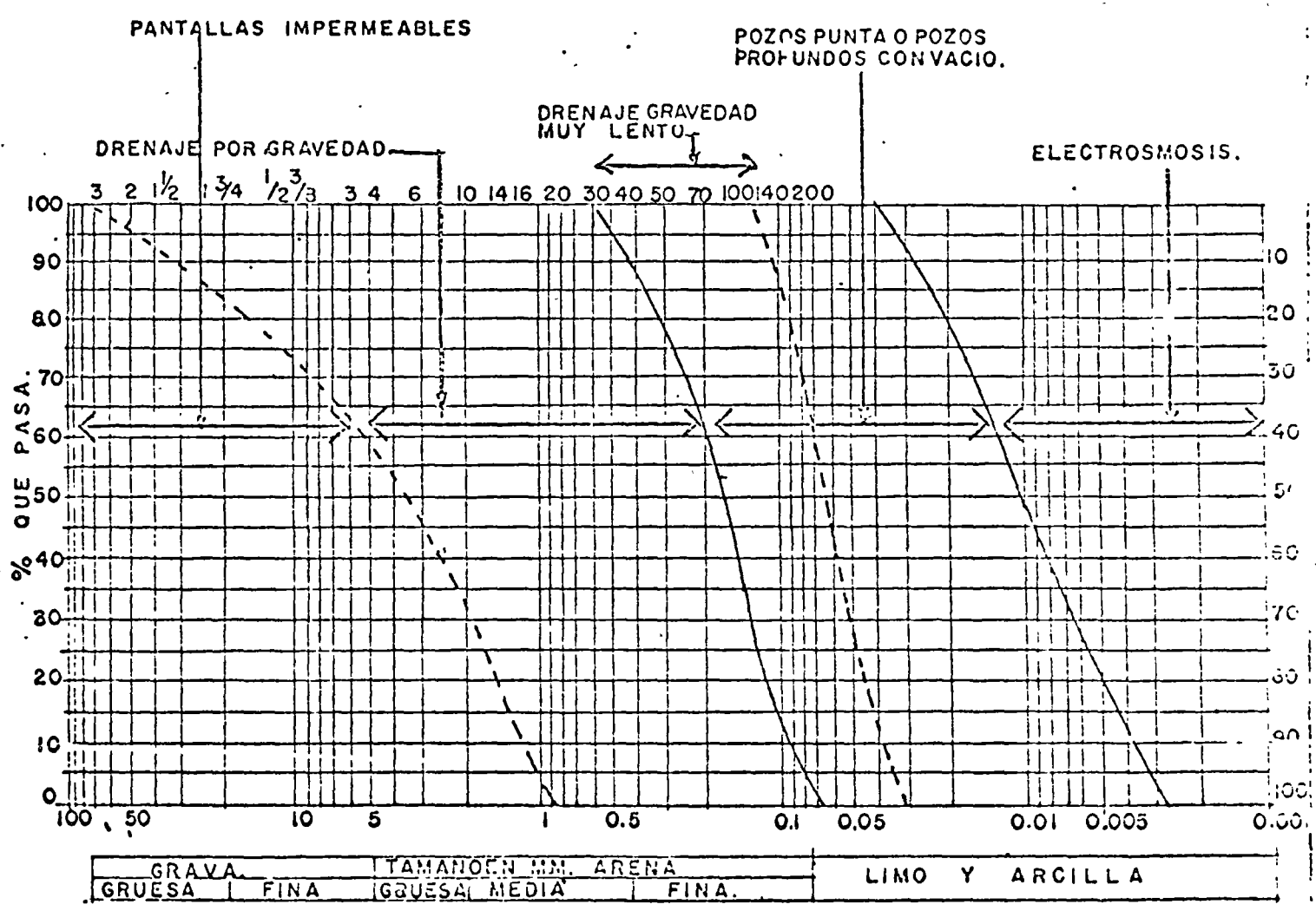


FIG. 10

RANGOS DE APLICACION DE DIFERENTES SISTEMAS DE DRENAJE PARA ABATIR EL NIVEL FREATICO.

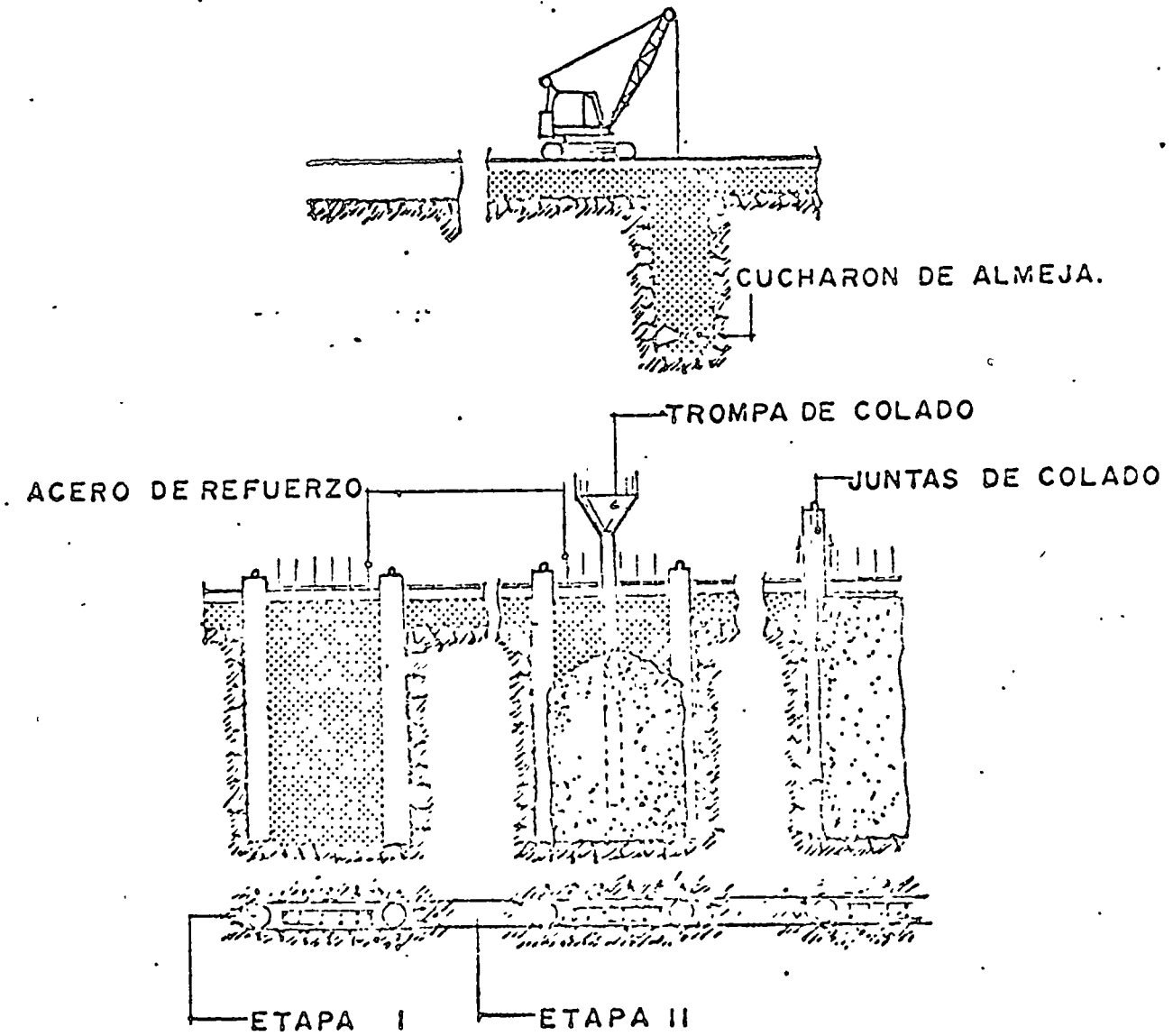


FIG. 12

TABLEROS DE CONCRETO.

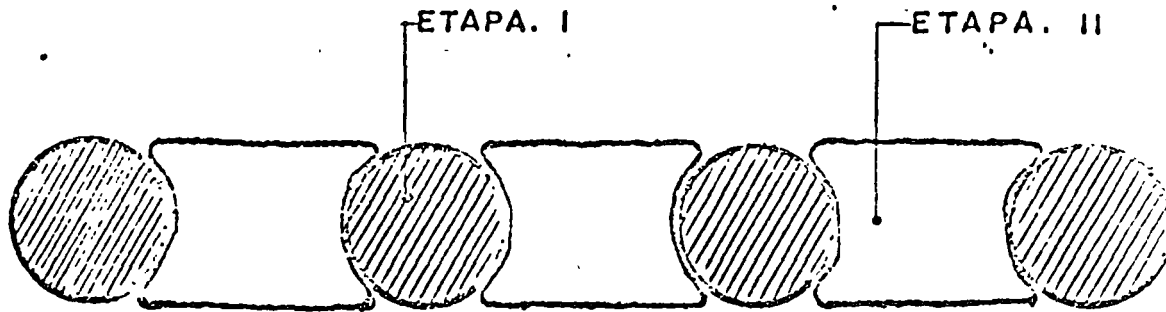


FIG. 11

PILOTES SECANTES

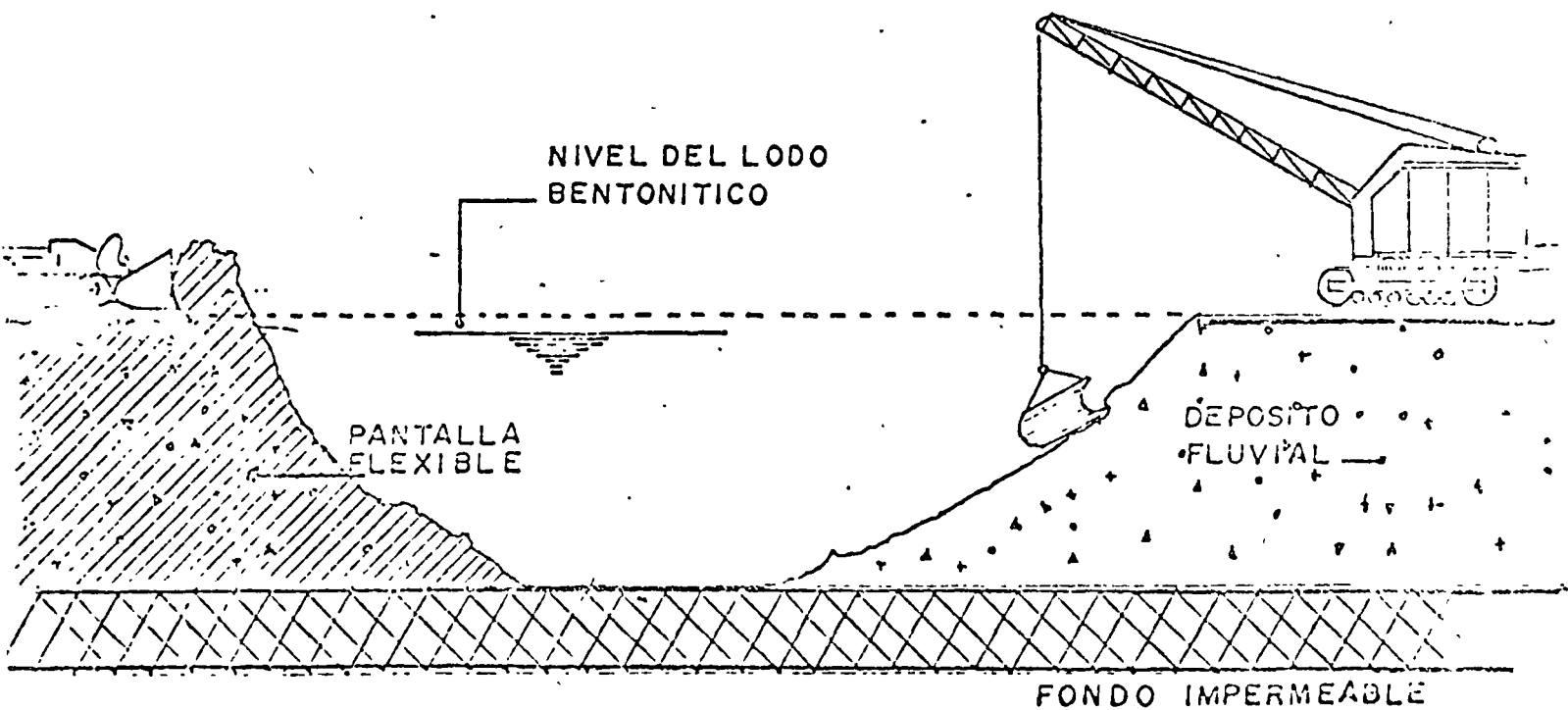
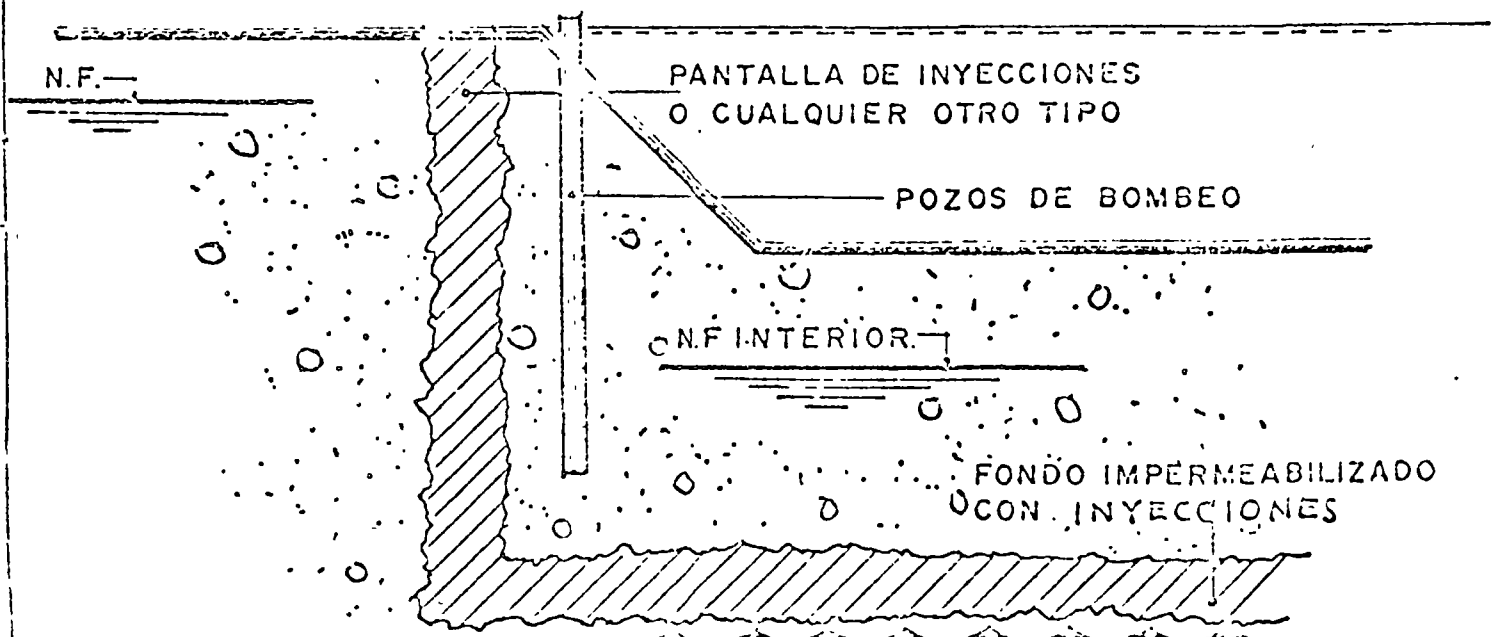
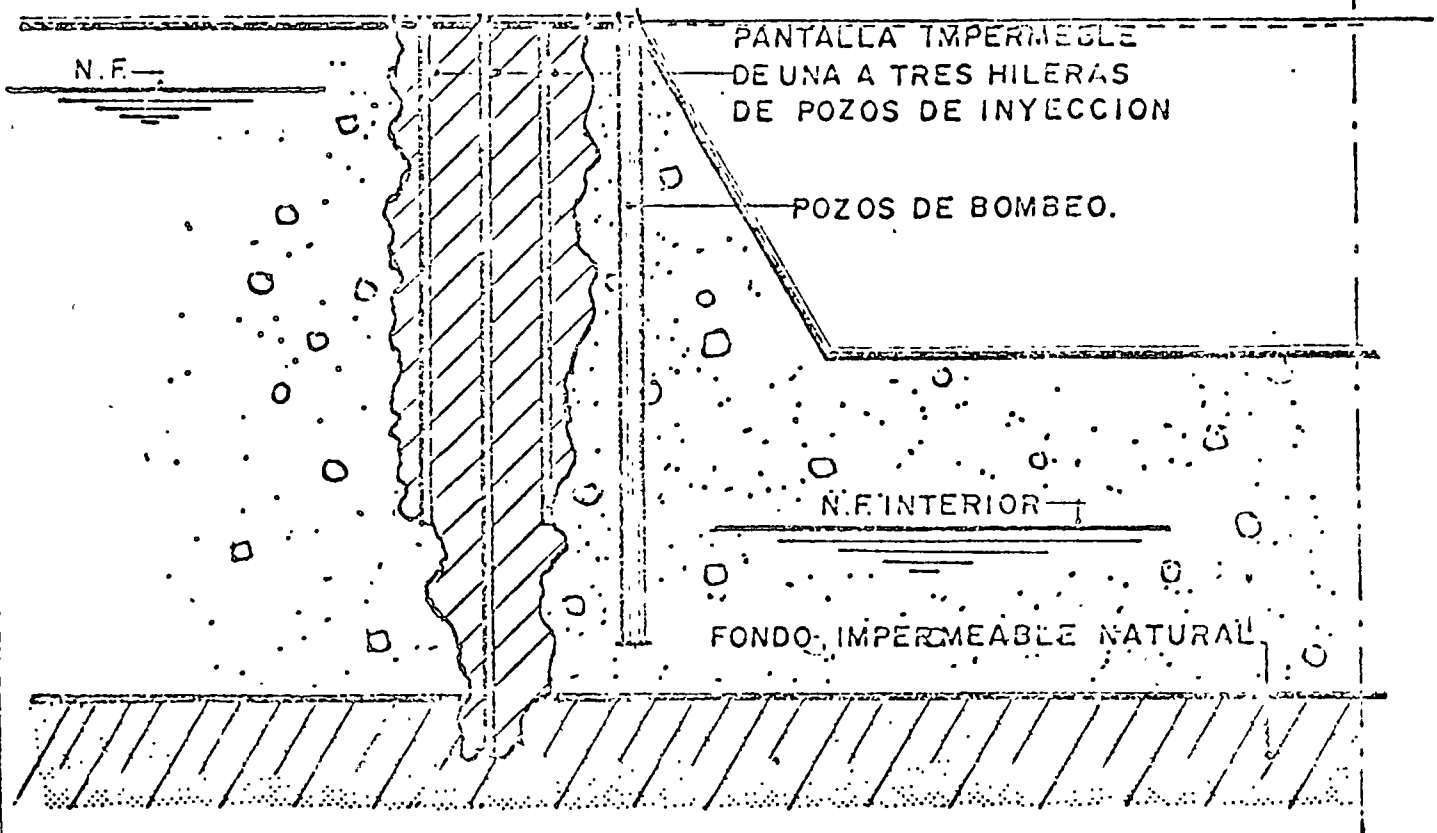


FIG. 13

PANTALLA FLEXIBLE

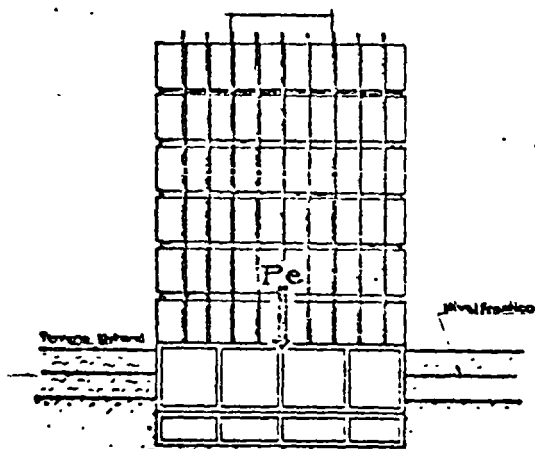
PANTALLA DE INYECCION.



DISCUSION

E. Tamez

El principio de la cimentación compensada consiste fundamentalmente en lograr que el peso de la estructura por construir sea equivalente al peso del volumen de tierra excavado. ( ver figura 1 ). Este sistema ha sido empleado con frecuencia en la ciudad de México, existiendo a la fecha numerosas construcciones así realizadas.



$$P_e = P_t$$

Peso estructura = Peso terreno excavado

FIGURA No. 1

Dentro de este sistema constructivo pueden presentarse tres casos extremos en cuanto a compensación :

- 1). Que la estructura resulte de un peso mayor por unidad de área que el peso de volumen de tierra excavado (estructura parcialmente compensada) con lo cual la estructura se hundirá con una velocidad mayor que la de la superficie del valle de México.

- 2). Que la estructura resulte de un peso menor que el del volumen de tierra excavado, teniéndose entonces una diferencia que se denomina sobrecompensación, con lo cual, la estructura tiende a emerger de la superficie obedeciendo a la descarga causada al terreno.
- 3). Que la compensación entre los pesos mencionados se logre en un 100 %, es decir, que teóricamente no se alteran los esfuerzos en la masa de suelo, y, al suceder esto, la estructura seguirá el movimiento del Valle.

Esta contribución trata del comportamiento de algunas estructuras totalmente compensadas y sobrecompensadas, construídas en la ciudad de México.

1).- Edificio del Centro Médico.

La cimentación de este edificio es del tipo totalmente compensada, por lo tanto, teóricamente no debería sufrir movimientos con respecto a la superficie del terreno; sin embargo, debido al procedimiento de construcción adoptado, sin abatimiento previo del nivel freático, la descarga producida por la excavación, provocó expansiones en el terreno del orden de 30 cm entre el inicio de la excavación y la construcción de la cimentación. Dado que la construcción del resto del edificio se iba a posponer por algún tiempo, se decidió lastrar la cimentación del mismo, con agua. A partir del momento en que se colocó el lastre, los movimientos se estabilizaron. Dos años después, se continuó con la construcción del edificio y la estructura empezó a manifestar asentamientos de tal forma que el valor final de éstos fue del mismo orden que las expansiones que se produjeron durante la construcción, ( ver figura 2).

Esto nos hace ver la importancia que tiene el procedimiento de construcción en el comportamiento de estructuras con este tipo de cimentación.

2).- Edificio del condominio Reforma y Guadalupe.

El edificio, de tres niveles y un sótano, quedó sobrecompensado en 3.6 ton/m<sup>2</sup>. Los efectos de



FIGURA No. 2. - Comportamiento del edificio del Centro Médico a partir de la terminación de la cimentación.

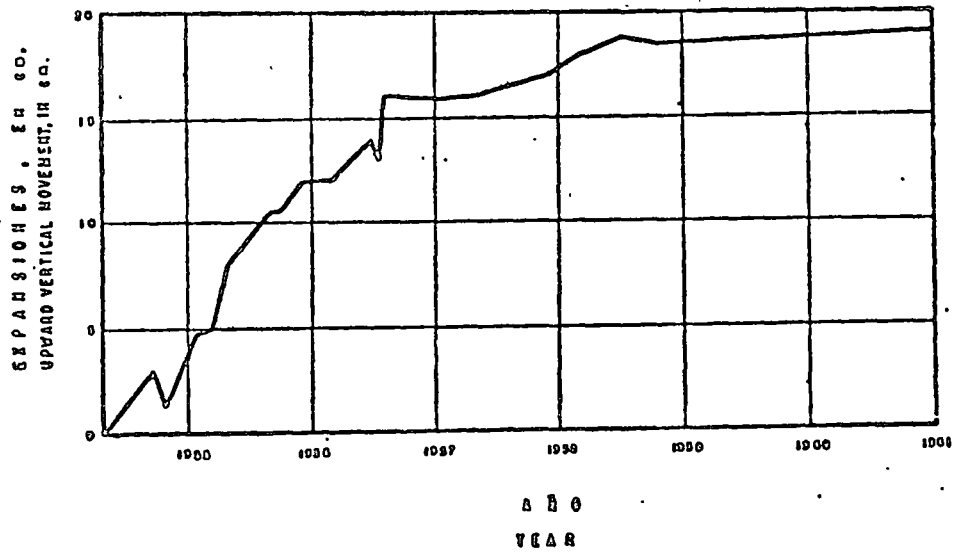


FIGURA No. 3. - Comportamiento del edificio del Condominio Reforma y Guadalquivir.

esta sobrecompensación tan elevada se manifiesta de inmediato en una tendencia de la estructura a emerger, habiéndose tenido un ascenso de 13 cm en dos años aproximadamente.

Analizadas las causas del movimiento ascendente, agudizadas en forma importante por el sismo ocurrido en julio de 1957 que provocó un nuevo ascenso de 3 cm, se decidió incrementar el peso de la estructura mediante la colocación de arena húmeda en la parte baja de la cimentación para que actuara como lastre y reducir así la sobrecompensación de 3.6 a 1.6 ton/m<sup>2</sup>. Los resultados obtenidos con esta medida fueron muy satisfactorios, lográndose de inmediato detener el movimiento ascendente, el cual a partir de esa fecha se ha mantenido dentro de límites tolerables y no se ha visto afectado por movimientos telúricos posteriores como el ocurrido en 1962. ( ver figura 3 ).

3).- Pasos a desnivel Calzada de Tlalpan.

Estos pasos quedaron sobrecompensados en valores de 3 a 5 ton/m<sup>2</sup> y han emergido de la superficie de 20 a 30 cm y en algunos casos, como el paso a desnivel de Fray Servando Teresa de Mier, sobrecompensado con 5 ton/m<sup>2</sup>, el movimiento ha sido del orden de 60 cm, causando ondulaciones a los carriles de circulación de vehículos y obligando a un constante mantenimiento de pavimentos y banquetas.

4).- Estación Hospital General del Metro.

Esta estación quedó sobrecompensada en 1.5 ton/m<sup>2</sup>. La excavación se realizó con abatimiento previo del nivel freático, hasta 10 m de profun-

dididad y se efectuó en tramos de 6 x 15 m. El abatimiento y el proceso de excavación fueron diseñados para provocar, durante la construcción, expansiones de magnitud igual a las previsibles a largo plazo.

El comportamiento de la estructura fue el esperado, se produjeron durante la excavación expansiones de 7 cm y durante la construcción de la estructura 5 cm, lo cual hace un total de 12 cm, magnitud bastante aproximada al valor final estimado, con lo cual no se han producido expansiones posteriores a la construcción. ( ver figura 4 ).

5).- Estación Pino Suárez del Metro.

Esta estación se localiza en terrenos fuera de las calles de circulación, por lo que se consideró que podría aprovecharse como la cimentación de un conjunto de edificios, disminuyendo en todo lo posible las dimensiones de los elementos estructurales de la cimentación y empleando elementos metálicos en la superestructura, para lograr un conjunto lo más ligero posible y obtener así el máximo de pisos en los edificios.

La compensación total se logró con un conjunto de dos edificios de 13 pisos y tres de 20 pisos, los cuales transmitían a la cimentación una carga de 28724 ton, equivalente a una presión de 7.5 ton/m<sup>2</sup>. La estación del Metro, sin tomar en cuenta los edificios, transmitía al subsuelo una carga de 31766 ton, equivalente a una presión de 8.0 ton/m<sup>2</sup>.

La excavación para la construcción de la estación se realizó entre muros de concreto armado colados en zanjas estabilizadas con lodo bentonítico, con abatimiento previo del nivel freático, con el fin de controlar las expansiones durante la excavación

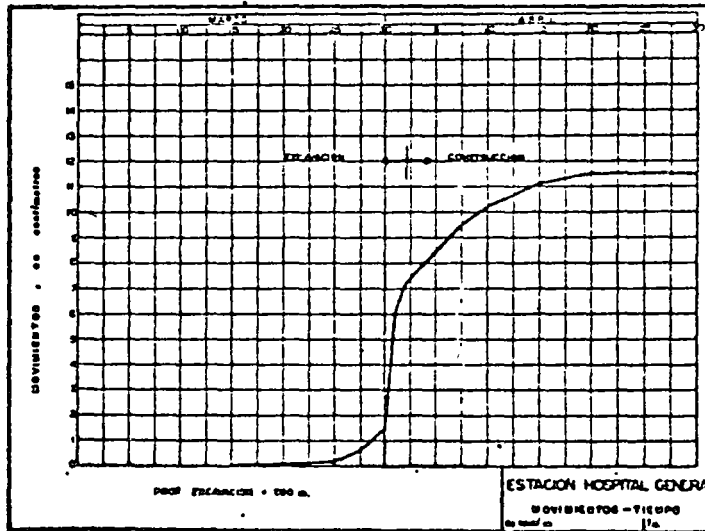


FIGURA No. 4



Induciendo en el subsuelo una sobrecarga producida al cambiar el peso del mismo de sumergido a saturado. Además, para acelerar el flujo de agua, ya que se estaba trabajando en un suelo impermeable, se aplicó al suelo un tratamiento eléctrico.

La profundidad a la que se instaló el nivel de succión de las bombas fué de 17.00 m, con objeto de lograr una sobrecarga de 15.0 ton/m<sup>2</sup>, ya que el nivel freático original se encontraba a 2.00 m. de profundidad.

La excavación se realizó en franjas de 6 x 30 m, procediéndose de inmediato, en cada tramo, al colado del concreto de la losa antes de continuar con la excavación del tramo siguiente. El còlodo de muros y losás y el montaje de la estructura de los edificios se realizaron en forma sucesiva, manteniendo así un avance continuo de excavación. La posición del nivel freático se controló de tal manera de ir recuperándolo conforme avanzó la construcción de la estación y los edificios.

Después de construída la estación, que constituye la cimentación de los edificios y hecho el montaje de los edificios, se han presentado asentamientos máximos de 1 cm., valor que se considera bastante aceptable.

#### 6. - Estación Zócalo del Metro.

Esta estación se localiza sobre la calle oriente de la plaza de la Constitución.

La estación quedó sobrecompensada en 1.95 ton/m<sup>2</sup>. En esta estación se usaron considerables espesores de muros y losas atendiendo a las necesidades de peso de la estructura.

El peso de la estructura de la estación fué de 68,177 ton, equivalente a una presión de 17.1 ton/m<sup>2</sup>. Si se compara este peso con el de la estación Pino Suárez, sin edificios, el cual equivale a una presión de 8.0 ton/m<sup>2</sup>, se tiene una idea de las diferencias existentes entre las dimensiones de los elementos de ambas estaciones.

Con respecto al procedimiento de construcción, dado que se tenía una sobrecompensación relativamente alta, se requería producir expansiones del terreno, durante la construcción, cercanas al valor de expansión a largo plazo estimado. Para esto, el abatimiento del nivel freático se hizo hasta la mínima profundidad requerida para trabajar en seco y evitar que las fuerzas de filtración disminuyeran los factores de seguridad que se tenían contra la falla del fondo y la estabilidad de taludes. Además, se hizo una primera excavación en la totalidad de la estación hasta 5.50 m. de profundidad induciendo con ello una descarga en un área muy grande (aproximadamente 30 x 150 m), con objeto de generar una parte de las expansiones totales estimadas a largo plazo. Asimismo, las longitudes del avance de la excavación fueron de 11.0 m.

Los resultados obtenidos fueron los siguientes:

Durante la construcción de la estación, se produjeron expansiones del orden de 12 cm. Una vez colocado el relleno superior y el pavimento, la estación empezó a manifestar asentamientos, alcanzando un máximo de 3 cm. (ver fig. 5). Esto nos indica que las expansiones provocadas durante la excavación fueron ligeramente mayores que las necesarias para mantener la estación sin movimientos apreciables después de la construcción.

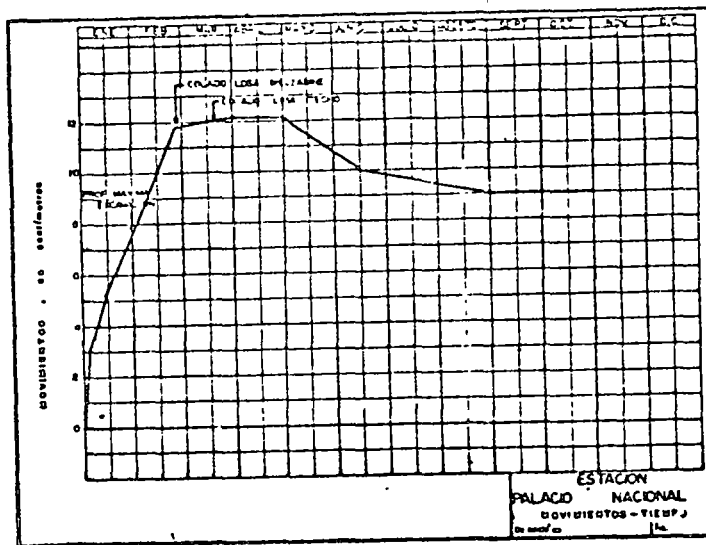


FIGURA No. 5

## EL ASENTAMIENTO PERMISIBLE EN ESTRUCTURAS

H.Q. Golder  
Consulting Engineer  
Toronto, Canada

QUE ES UNA ESTRUCTURA?

Voy a definir una estructura como algo construido por el hombre sobre la corteza terrestre. (Podría ser muy pronto sobre la luna; lo cual, hablando como presidente del sub-comité sobre terminología, definiciones y unidades, es la única razón que puedo ver para usar el Newton como unidad de fuerza).

Algunas estructuras, tales como barcos y aeroplanos, no tienen mucho que ver con la tierra; sin embargo, cuando hablamos de asentamientos de una estructura, nos referimos a la interacción entre la estructura y la corteza terrestre; dicha interacción incluye el caso de un aeroplano en tierra, o de un barco en un muelle seco o en un atracadero, así como también la acción ejercida en el terreno por cohetes para la exploración cósmica. Peck en su conferencia Rankine, describe el caso ocurrido en Cabo Kennedy del movimiento de un cohete muy pesado sobre calizas cavernosas.

Edificaciones tales como casas, oficinas, iglesias, almacenes, capitolios, hoteles, etc., son estructuras.

También son estructuras los puentes, torres, excavaciones profundas, bodegas, muros de retención, presas, estaciones generadoras, plantas industriales, silos, túneles y estructuras subterráneas para la explotación minera.

Sugiero que la intención del título de nuestro tema sea que discutamos estructuras superficiales, y aunque obviamente podríamos estudiar presas, la mayor parte de nuestra discusión sería acerca de edificios de cualquier tipo.

QUE QUEREMOS DECIR CON LA PALABRA ASENTAMIENTO? SUPREN ASENTAMIENTO TODAS LAS ESTRUCTURAS?

Por ahora definamos asentamiento, como "un movimiento vertical descendente". La definición es necesaria, si tenemos en cuenta lo ocurrido en Canadá hace algún tiempo, durante la construcción de un relleno artificial ejecutado fuera de la costa, el cual se llevó a cabo para ampliar un terminal de ferrocarril. Desafortunadamente el fondo del mar estaba constituido por una arcilla blanda, la cual dio lugar a un clásico deslizamiento. Los sondeos ejecutados en el sitio, demostraron, con bastante claridad, que el material de relleno se había desplazado hacia afuera, varias decenas de pies. El Ingeniero a cargo del proyecto insistió en que lo sucedido era un "asentamiento". Cuando se correlacionaron los perfiles obtenidos en los sondeos, siguió insistiendo en que lo sucedido era un "asentamiento" aunque aceptó que había sido principalmente en sentido horizontal. Por lo tanto definimos asentamiento como un movimiento vertical hacia abajo.

SUPREN ASENTAMIENTO LAS ESTRUCTURAS?

Treinta (30) años atrás muchos Ingenieros hubieran contestado "NO".

La gente no podía creer que las edificaciones pudieran sufrir asentamientos. Permítanme leerles una parábola:

"Había una vez un Ingeniero muy cuidadoso y responsable, que era también muy joven.

"Un día su Jefe le pidió que tomara nivelación de un edificio altamente cargado, ubicado sobre una arcilla rígida; dicha nivelación debería cerrarse en un mojón de nivelación.

"Aquel ingeniero tan cuidadoso y responsable hizo la nivelación y dijo a su Jefe: "Señor, su edificio se ha hundido 1.1/4 Pulg. o de lo contrario el mojón se ha elevado una cantidad similar". El Jefe dijo: "tonterías! mis edificios nunca se hundieron, obviamente Ud. ha cometido un error de 1/10 de pie en su nivelación. Regrese y repítala, y ojalá esta vez lo haga bien". El Ingeniero que era cuidadoso y responsable, repitió su trabajo y aunque era muy joven, era también muy inteligente; entonces, al terminar regresó y dijo a su

Jefe: "Señor, Ud. estaba en lo cierto, encontré un error, su edificio no se ha hundido.

"Algunos años más tarde, el Jefe debía construir un edificio con una carga de 6 ton/pie<sup>2</sup> sobre la totalidad del área y para eso entonces, él había oído hablar de la mecánica de suelos; entonces llamó a un Ingeniero de Fundaciones y le dijo: "Ensaye el suelo y dígame si el proyecto es seguro". El Ingeniero de Fundaciones ejecutó sus ensayos y dijo: "Con una carga de 6 ton/pie<sup>2</sup> su edificio sufrirá un asentamiento de 4 pulg. en el curso de pocos años". El Jefe dijo entonces: "Qué asentamiento sufriría un edificio con una carga de 4 ton/pie<sup>2</sup>? y el Ingeniero de Fundaciones respondió: "Cerca de 3 pulg". Entonces el Jefe contestó: "Aquel edificio tiene una carga de 4 ton/pie<sup>2</sup> y no ha sufrido ningún asentamiento. El Ingeniero de Fundaciones dijo entonces: "Revisemos las cargas", y así lo hicieron encontrando que aunque la carga de diseño era de 4 ton/pie<sup>2</sup>, la carga real era de 2.1/2 ton/pie<sup>2</sup>. Entonces el Ingeniero de Fundaciones dijo: "Este edificio ha debido sufrir un asentamiento de cerca de 1.1/2 pulg. El Jefe iba a decir "no sea tonto" cuando recordó a aquel Ingeniero cuidadoso y responsable y resolvió callar.

"Cuando el Ingeniero de Fundaciones se había ido, el Jefe envió por el Ingeniero cuidadoso y responsable y le dijo: Se acuerda que hace algunos años Ud. me dijo que aquel edificio había sufrido un asentamiento de 1.1/4 pulg.? Probablemente Ud. estaba en lo cierto. Traiga su certera de nivelación. Aquel Ingeniero que todavía era muy cuidadoso y responsable, y aunque ya no era tan joven era aún muy inteligente; trajo su carterita de nivelación y dijo: "No señor, yo estaba equivocado y Ud. estaba en lo cierto, el edificio no sufrió ningún asentamiento y aquí está mi carterita de nivelación escrita en tinta para probarlo".

El Jefe que ya está retirado, aún se pregunta; qué pasó realmente y el Ingeniero cuidadoso y responsable es ahora el Jefe.

La parábola anterior está basada sobre un caso real.

Las estructuras sí sufren asentamientos. Consideremos por ejemplo, la torre de Pisa. Esta estructura, o sufrió un asentamiento lateral o alguien levantó el lado contrario.

El Palacio de Bellas Artes en la ciudad de México ha sufrido un asentamiento de 5 pies y la Iglesia de Guadalupe se ha inclinado y hundido.

En la actualidad, mucha gente contestaría, "SI" a la pregunta sobre la posibilidad de asentamiento de las estructuras pero esto no es verdad. Algunos edificios se elevan.

Hace algunos años en una planta química en Inglaterra, yo noté que algunas de las columnas de acero de una estructura tipo "Molino", se habían arqueado y otras habían sido cizalladas y empalmadas. Se me explicó que aquello era debido a que las zapatas, en algunas partes se habían levantado gradualmente por causa de la infiltración de algunos productos químicos en el sub-suelo, que estaba, constituido por arena y grava; la subsecuente oxidación del producto se convirtió en un sesquióxido, el cual ocupaba un mayor volumen. Este fenómeno causó el levantamiento del terreno y los empalmes en las columnas se encontraban en aquellos sitios donde las secciones habían sido cizalladas.

Suelos expansivos existen en varios lugares (Sudáfrica, Texas) y pueden ocasionar el levantamiento de estructuras si la carga de fundación está por debajo de cierto valor.

Con estas excepciones, la respuesta más simple a la pregunta formulada anteriormente, es que todas las estructuras sufren asentamientos.

#### ROTURA DE UNA CIMENTACION

Un caso de asentamiento al cual no nos hemos referido, es el de la rotura completa o la falla de un suelo. Este caso, ciertamente causa asentamientos. Como ejemplo de él se pueden citar: un edificio en Kippen, Esocia, que fue analizado por Skempton y la bastante conocida falla de un silo en Transcona, cerca de Winnipeg.

A la luz de nuestros conocimientos actuales este tipo de fallas no deberían ocurrir; por tal razón no las consideramos en nuestra discusión sobre asentamientos.

#### CUANTO ASENTAMIENTO PUEDE SOPORTAR UNA ESTRUCTURA?

Una vez le pregunté a un Ingeniero Mecánico sobre cuánto asentamiento podría permitirse para una máquina de grandes dimensiones. El respondió que "probablemente cinco

mil no harían ningún daño, queriendo decir cinco milésimas de pulgada. Esta dimensión equivale al espesor de un trazo hecho con un lápiz fino. Los Ingenieros de Suelos no piensan en esos términos.

En otra ocasión se me dijo que si la cimentación de una gran caldera de circulación hidráulica, proyectada para una Estación Generadora se desnivelaba  $\frac{1}{2}$  pulg., la caldera no podría operar. Yo puse de presente que esa mañana había revisado las calderas existentes y que aquellas estaban ya desniveladas cerca de 1.  $\frac{1}{2}$  pulg., sin que nadie lo hubiera notado y todavía estaban operando.

Algunas estructuras pueden tolerar solamente asentamientos muy pequeños; un ejemplo de ellas son las torres de radio-telefonos. En estructuras de tal clase debe dejarse un margen de tolerancia dentro de la misma estructura. A menudo, no se puede garantizar que una cimentación no se mueva más de cierta cantidad especificada. Un caso como este ocurrió hace algunos años durante la construcción de un gran tanque que lleno de agua se utiliza para ensayar modelos de cascos de buques. Dicho tanque se encontraba en el Valle de Tamesis en Inglaterra. El modelo del buque era impulsado por un cargador montado sobre rieles que estaban localizados a los lados del tanque. Los límites de tolerancia para dichos rieles eran extremadamente pequeños. El terreno de cimentación estaba constituido por gravas del Río Tamesis que es un material muy compacto; sin embargo, los propietarios querían, ya sea inyectar productos químicos para aumentar la resistencia de las gravas o hincar pilotes a través de las gravas hasta encontrar la arcilla de Londres. Yo les dije que no podía garantizar que cualquiera de esos dos métodos fuese más efectivo que la construcción de una zapata de concreto simple sobre la grava, y que la única forma de obtener la exactitud que ellos pedían era diseñar un sistema de niveles dentro de la estructura, lo cual hicieron. Es bastante probable, por supuesto, que no fuese necesaria la exactitud pedida y que nunca usaran el sistema de nivelación construido.

Ward describe tolerancias de asentamiento muy estrictas para un gran acelerador de protones que fue construido por la organización Europea con el fin de adelantar investigaciones nucleares. Como dice Ward, los límites de exactitud pedidos están fuera de la experiencia y la práctica normal de la Ingeniería Civil. Dentro de los límites dados al tema que nos ocupa, sabemos tan poco acerca de este tipo de asentamientos que propongo no discutirlos en

mayor detalle.

Feld (1.965) en su muy útil compilación acerca del tema que hoy nos ocupa, relata un caso en el cual los asentamientos diferenciales fueron medidos en milésimas de pulg. Yo tengo entendido que el doctor Feld describirá dicho caso aquí.

#### QUE ES UN ASENTAMIENTO EXCESIVO?

La Presa Duncan en Colombia Británica, sufrió un asentamiento máximo de cerca de 14 pies, el cual era esperado y previsto dentro del diseño. Aparecieron algunas fracturas causadas por el asentamiento, las cuales se sellaron con éxito, mediante medidas propuestas por el señor Peterson y el Dr. R.M. Hardy quienes diseñaron la obra. La Presa en la actualidad está en servicio. Claramente estos asentamientos eran "permisibles" puesto que habían sido imaginados así mediante la ingeniosidad de los diseñadores. Si esta presa hubiese sido diseñada por hombres de menor habilidad y experiencia, hubiese sido bastante probable la falla de la estructura por causa del excesivo asentamiento, no hay duda que en mi país existen Ingenieros magníficos.

En Méjico muchos edificios han sufrido asentamientos; el doctor Zeevaert se extenderá posteriormente sobre éste tema. Dichos edificios son viejos en general. Este fenómeno no ocurre en la actualidad puesto que Méjico también cuenta con algunos Ingenieros Magníficos.

Debiera ahora aclarar que yo no estoy hablando acerca de asentamientos regionales, tales como los que ocurren en la Ciudad de Méjico y en otras áreas, los cuales son debidos a varias causas. Considero que éste fenómeno está fuera de nuestro tema. Yo me estoy refiriendo específicamente a los asentamientos de una edificación. Hay edificaciones en diversas partes del mundo que han sufrido asentamientos de varios pies, y Méjico tiene más de ellos que cualquier otra ciudad.

No son poco comunes los asentamientos de varias pulgadas; éstos son permisibles en estructuras grandes, tales como puentes.

Con relación a edificios, el anterior rango de asentamientos es común y a menudo no se notan. En un estudio sobre varios registros de asentamientos que fue publicado por Skempton y Macdonald, ellos hacen referencia a

asentamientos de 1 o 2" en arena y hasta 20 o 30" en arcillas.

Por lo tanto, tal rango es en el cual debemos pensar; no en milésimas de pulgada, sino en pulgadas y hasta en varios pies para casos bastante excepcionales.

#### POR QUE OCURREN ASENTAMIENTOS? -CAUSAS DE LOS ASENTAMIENTOS

Cuando los Ingenieros de Suelos hablan de "asentamientos" tienden a pensar solamente en "movimiento elástico" o en "consolidación" causada por asentamientos; pero existen muchas otras causas de asentamiento las cuales es interesante considerarlas en forma rápida.

1. Asentamiento elástico. Cualquier material de cimentación, si se carga, se deformará. Si conocemos su módulo de elasticidad E, la carga, y el área cargada, podremos predecir el asentamiento. Por movimiento elástico quiero decir que no existe un ajuste en los puntos de contacto de los granos que constituyen el material de cimentación. Clásicamente, estos movimientos son reversibles.
2. Compactación. En este caso los granos se deslizan unos contra otros reduciendo los espacios vacíos. El movimiento no es reversible, la densidad aumenta y el volumen disminuye. La compactación es causada por vibración o deformación bajo compresión.
3. Consolidación. Está confinada a suelos de baja permeabilidad, como limos y arcillas. Esto introduce un factor de tiempo. Hay una reducción en el volumen bajo carga, mientras el agua intersticial fluye fuera del material. La cantidad de asentamiento es predecible y los cálculos de la rata de asentamiento son a menudo de dudoso valor.
4. Encogimiento en arcillas. Este es debido a la reducción en contenido de humedad causada por la evaporación climática o a la acción de las raíces. Las tensiones del agua intersticial causan una reducción en el volumen.

En general el encogimiento ocurre solamente en edificios cimentados a poca profundidad. Este fenómeno constituye un grave problema para la cimentación de casas sobre arcillas, en climas donde no se requieren zapatas

profundas para prevenir el deterioro causado por las heladas.

Como se mencionó anteriormente, ocurren variaciones considerables en el volumen, causadas tanto por encogimiento como por expansión, en algunos suelos de ciertas partes del mundo, principalmente en el oriente y sur del Africa y en algunos estados del Sur de Estados Unidos. Dichas variaciones obedecen a cambios cíclicos en el contenido de humedad que producen desecación en los períodos secos y recarga de humedad y por lo tanto expansión en los períodos lluviosos.

5. Remoción de soporte. Esta es una causa de asentamiento que usualmente se olvida, pero que es muy importante. Muchos Ingenieros de experiencia se sorprenden cuando encuentran este fenómeno por primera vez. Que tanto la influencia de métodos de construcción malos e inseguros, pueden provenir del modo de operación, por ejemplo, muchos contratistas tratarán de excavar arenas finas por debajo del nivel freático, convencidos de que podrán completar la excavación sin inconvenientes. Por supuesto, tal intento es imposible y el agrietamiento de cualquier edificio localizado dentro de un radio de 100 yardas o más, puede ser atribuidos lógicamente a esta operación errónea.

Cualquier excavación causa la disipación de esfuerzos concentrados en el terreno y una correspondiente expansión dentro del suelo adyacente. Esto significa que ocurrirá un asentamiento, puesto que el efecto de la gravedad es siempre hacia abajo. Lo anterior es aplicable, tanto para excavaciones abiertas localizadas al lado de edificaciones, como para túneles por debajo de ellas. Mediante medidas cuidadosas y a menudo extremadas, este tipo de asentamientos se puede disminuir, pero nunca se podrá eliminar completamente aunque probablemente nunca sean notorios.

La subsidencia causada por las explotaciones mineras se incluye dentro de la clase arriba mencionada. Sin embargo este es un caso especial el cual propongo que no tratemos aquí.

6. Cargas descendentes. Cualquier carga vertical descendente causa asentamientos; sin embargo, algunas veces dichas cargas no se identifican durante los trabajos de construcción; por ejemplo un cable inclinado y pre-tensionado se instala en roca con el fin de suministrar

una resistencia horizontal que contrarreste una presión de tierras actuando en sentido también horizontal. El hecho de que la carga en el cable tenga una componente vertical puede ser despreciado, lo cual, en algunas ocasiones ha causado asentamientos.

#### QUE SIGNIFICA LA PALABRA "PERMISIBLE"?

Aquí llegamos a la cúspide de la materia. Cuál es la línea divisoria entre asentamientos "permisibles" y "no permisibles"?

#### Primera pregunta

##### Quién suministra el Permiso?

El Código de Construcción y el Inspector local  
 El Arquitecto  
 El Ingeniero Estructural  
 El Ingeniero de Fundaciones  
 El Decorador de Interiores  
 El Cliente  
 El Propietario  
 El Ocupante  
 El Asesor de Seguros

Claramente ésta es una pregunta muy subjetiva, la cual deberá ser discutida por el panel y sugiero que se haga bajo los siguientes encabezamientos.

#### Segunda pregunta

##### Debe lucir segura una estructura?

Tomemos por ejemplo la Torre de Pisa. Luce segura, me pregunto si lo es; querrán ellos enderezarla? Obviamente no. Ellos quieren reducir su tendencia a la inclinación y hacerla segura; pero no lucirá segura. Pero, debe una estructura común lucir segura? un tanque de almacenamiento de aceites por ejemplo, podrá inclinarse y seguir operando, a quién le importa la apariencia de un tanque de almacenamiento de aceites?

#### Tercera pregunta

##### Es permisible aquel asentamiento observable por el hombre común?

Yo recuerdo un edificio de un piso para oficinas cerca de Blackpool, durante la segunda guerra mundial, sus dimensiones eran de cerca de 300 yardas de largo y muy angosto, incluyendo un corredor central. El edificio fue construido sobre turba y había sufrido un asentamiento consid-

erable en la parte central. Dicho asentamiento era claramente visible desde los lados. El edificio funcionó como oficinas durante toda la guerra y después fue demolido ... Fue éste un asentamiento permisible?

#### Cuarta pregunta

##### Es permisible aquel asentamiento que solo es observado por una vista entrenada?

En Londres, Inglaterra, existe un edificio denominado la Catedral de Westminster (que no es la Abadía de Westminster). Esta es una gran iglesia de ladrillo rojo que fue construida entre 1.895 y 1.905, y tiene una gran torre campanario en un extremo. La edificación está cimentada sobre la grava del Támesis que recubre la arcilla de Londres, la cual es una arcilla rígida y fisurada de edad Eocena. El arco de la entrada principal en el extremo nor-este se ha deformado; uno de los lados ha sufrido un asentamiento de varias pulgadas con relación al otro. La razón es obvia cuando uno lo observa hacia arriba. El pesado campanario se encuentra sobre el lado hundido y el asentamiento es debido a la consolidación del substrato arcilloso. Dicha observación fue hecha por G. Wilson en 1.946.

Lo más interesante acerca de la descripción anterior es que fue necesario un ojo entrenado como el de Guthlac Wilson, quien sabía acerca de la consolidación de la arcilla, para observar el asentamiento el cual nunca fue notado por los usuarios de la iglesia., Entonces, es éste un asentamiento permisible? y si al arquitecto se le hubiera hecho nota de antemano que dicho fenómeno podría ocurrir, lo habría aceptado? y en caso contrario, qué hubiera hecho el Ingeniero con relación a este fenómeno?

Es permisible, desde el punto de vista del usuario, aquel asentamiento que deja la estructura asimétrica?

Es permisible el asentamiento que causa fracturas en una partición de vidrio? o será necesario construir la partición en otro tipo de material.

Es permisible un agrietamiento minúsculo? un cliente nos decía recientemente que en las paredes de una estructura particular no debería ocurrir ningún tipo de asentamientos, ni siquiera los más insignificantes. Dicha estructura correspondía a una cárcel de alta seguridad y un prisionero recluso en ella podría esconder una hoja de afeitar en aquellas fisuras minúsculas de las paredes.

Muchos puntos comienzan ahora a emerger. Empezamos ahora a hablar sobre "edificios" como opuesto a "estructura". Aparacen alternativas de Ingeniería las cuales obviamente envuelven costos. Y es muy importante aún el hecho de que el término "asentamiento" podría ser remplazado por "deformación", lo cual no es lo mismo.

#### DEFORMACION DE UNA ESTRUCTURA

La deformación no es lo mismo que el asentamiento. Deformación es la relación entre el asentamiento diferencial entre dos puntos de una estructura y la distancia horizontal entre dichos puntos.

Presas de Tierra. Las presas de tierra pueden soportar una deformación considerable, y si ésta se ha previsto, se podrá tener en cuenta en el diseño. En el caso de la presa Duncan, que mencioné anteriormente, el asentamiento de 14 pies no ocurrió en el centro de la presa sino cerca a la margen derecha del río, donde la roca presentaba un buzamiento bastante pronunciado. Las deformaciones fueron más grandes por lo tanto en ésta sección y allí fue donde ocurrió el agrietamiento.

Fuentes. Un arco fijo puede soportar solo deformaciones mínimas. El Puente Alexandra en Colombia Británica, fue diseñado originalmente como un arco fijo de acero de 800 pies de luz, para cimentarse en roca. Se me dijo que una rotación de 1/5" del extremo de uno de los estribos de 20 pies de longitud, podría destruir todos los momentos. Esta es una razón que merece ser considerada (no hoy por nosotros) y más aún, debe considerarse si cualquier arco es fijo en realidad. Es posible que las gradientes de temperatura en la roca puedan producir movimientos de la misma magnitud. El arco del puente fue rediseñado en un arco con dos estribos, debido a que su cimentación no fue realmente en roca. Un asentamiento diferencial del orden de 2 pulg. se consideró como aceptable para el nuevo diseño de la estructura. Las fundaciones se cargaron previamente, antes de construir el arco, con el fin de acelerar cualquier asentamiento, que pudiese ocurrir y así evitar que se sucedieran durante su construcción.

En el puente Port Mann, también en Colombia Británica se consideró aceptable un asentamiento diferencial de hasta 10 pulgadas, para un arco amarrado de 1.200 pies de luz; sin embargo, no se pudo aceptar una inclinación de cualquiera de los dos estribos en una dirección perpendicular a la luz de la estructura.

Podemos notar entonces que para la mayoría de estructuras, el concepto de deformación reviste mayor importancia que el de asentamiento.

#### DEFORMACION DE EDIFICIOS

Ahora hablemos por un momento de un campo muy reducido, que forma parte de nuestro tema principal, el cual es la deformación de edificios.

Esta es la parte en la cual, la mayoría ha pensado que es el objeto de nuestro tema. Esta es probablemente la más difícil e importante, y por tal razón he tratado de llegar a estudiarla mediante una revisión de todo el campo relacionado.

El tema ha sido excelentemente descrito en algunos trabajos anteriores, lo cual ha hecho mucho más fácil mi tarea. Dichos trabajos son: "El asentamiento permisible en edificios" de Skempton y Macdonald y "márgenes de tolerancia contra el asentamiento de estructuras" de Feld. A pesar de que el título del trabajo de Feld, se refiere a "estructuras", el quiere decir edificios y suministra datos mundiales sobre asentamientos sufridos por diversos edificios, así como el tipo de daños ocasionados en el caso que hubiesen ocurrido.

Skempton y Macdonald recolectaron datos publicados para 98 edificios, de los cuales 40 sufrieron daños como consecuencia del asentamiento. Los edificios comprendían estructuras cargadas en apoyos simples y armadas en acero o concreto reforzado con paneles de ladrillo o similares.

Los autores introducen un término que denominan "distorción angular"  $\delta/l$  donde  $\delta$  es el asentamiento diferencial sobre una luz de longitud  $l$ . Ellos demuestran sin duda alguna que para los edificios estudiados los daños en la estructura empiezan a ocurrir cuando  $\delta/l$  es mayor a 1/300. Otros han expresado la anterior relación en sistema decimal para el cual su valor es de 0.003. Dicho valor hace referencia a los agrietamientos presentes en las paredes o paneles de división. El daño estructural propiamente dicho parece que empieza a ocurrir cuando los valores de la relación  $\delta/l$  son iguales a 1/150 (0.007).

Durante la discusión del trabajo anteriormente descrito se suministró una mayor información que sirvió para ampliar y corroborar las deducciones presentadas en él.

Dos ingenieros rusos estaban trabajando simultáneamente sobre el mismo tipo de análisis. Polshin y Tokar (1.957) presentaron un trabajo en la Conferencia Internacional de Londres, en el cual se refieren a las normas sobre asentamientos permisibles que se adoptaron en Rusia en 1.955. Dichas normas están expresadas en términos de la pendiente entre dos soportes adyacentes; por ejemplo, la misma expresión  $\delta/l$  tal como lo usan Skempton y Macdonald. Polshin y Tokar dan valores para diferentes tipos de edificaciones y en general sus valores son más bajos que los dados por Skempton y Macdonald. El código ruso de valores permisibles tiene en cuenta dentro de ellos las condiciones de no agrietamiento, mientras que Skempton y Macdonald consideran por separado las condiciones de agrietamiento y no agrietamiento y sus valores no se recomiendan para utilizarlos en el diseño. Bjerrum (1.963) da una tabla de valores similares, los cuales, según el, están basados en una compilación limitada de datos; éstos valores concuerdan con lo que da el código ruso para carrileras de grúa y estructuras de madera pero son demasiado altos para paredes de relleno. Feld (1.957) describe valores que son dos veces mayores que los del código ruso, para armazones que no presentan ninguna fatiga estructural. Sowers (1.957) habla sobre estudios teóricos adelantados en edificaciones de armazón rígida que dieron como resultado valores iguales a 0.002 para que se produzca una falla en la estructura. Mikhejev, Polshin, Tokar y Ushkalov (1.961) describen algunas investigaciones posteriores y añaden valores tan pequeños como 0.0005 y 0.0007 en arenas y arcillas respectivamente, para el caso de muros de carga.

De lo anterior se deduce que aparentemente existen diferencias de opinión sobre los valores de distorsión angular que deben usarse en el diseño. Esto bien podría originarse en la dificultad que existe para clasificar las edificaciones dentro de grupos que tengan las mismas características estructurales y que a su vez esten sometidas a iguales posibilidades de dano.

El código ruso da valores de  $\delta/l$  que son más altos para arcillas plásticas que para arenas, esto se debe probablemente, a que los asentamientos ocurren más lentamente sobre arcillas y el movimiento en los materiales que constituyen la edificación, pueden permitir alguna disipación del esfuerzo.

Es evidente que los ingenieros rusos han sido los pioneros de ésta teoría y su trabajo no ha sido lo sufici-

entamente reconocido. Para haber publicado un código de práctica en 1.955 ellos han debido comenzar sus estudios con muchos años de anticipación.

Esta teoría es indudablemente sólida y está basada únicamente en observaciones de casos reales. La distorsión angular es una función de la edificación en particular y no depende ni del tipo de suelo ni de las causas del asentamiento. Sin embargo, aquella distorsión que pueda causar algún daño puede depender del tiempo, debido a los efectos del movimiento, los cuales, en arcillas pueden comportarse en una forma diferente de aquellos que ocurren en arena.

Para poder mejorar éste método necesitamos más observaciones, además de una cuidadosa clasificación de estructuras desde el punto de vista de susceptibilidad al daño por causa de la distorsión angular. En el futuro todo informe sobre asentamientos de una estructura deberá incluir una descripción de los daños ocurridos y, en el caso de no haberse presentado también se deberá explicar claramente.

#### EL PROBLEMA ESTRUCTURAL

Tenemos aquí dos problemas; un problema estructural y un problema de cimentaciones. Yo sugiero (como base de discusión) que el problema sobre asentamientos permisibles sea de la responsabilidad del ingeniero estructural y el concerniente a los asentamientos no permisibles sea de la responsabilidad del ingeniero de fundaciones.

Voy a formular entonces algunas preguntas que haría el ingeniero estructural.

Se pueden calcular los esfuerzos correspondientes a una deformación dada? (continuamos hablando de edificios - digamos, estructuras armadas con paredes de relleno).

Se puede ejecutar lo anterior separadamente para la armazón o para la edificación completa?

En qué momento durante la construcción se debe empezar a medir  $\delta/l$  y qué cosas se deben relacionar entre sí antes de tener en cuenta el valor de  $\delta$ ?



podrá dársele un valor de  $\delta/l$  (y cómo se conoce el esfuerzo) para los siguientes casos?

- un desajuste de puertas
- un atascamiento de ascensores
- un agrietamiento en las paredes
- agrietamientos en la armazón o cuando se excede el límite elástico
- no ocurre ningún daño estructural.

Después de haber discutido las preguntas anteriores con varios ingenieros estructurales, he encontrado que existen dos tendencias. Los "profesores" me aseguran que en la actualidad se pueden construir modelos para edificaciones armadas, aumentando su rigidez con las paredes de relleno, teniendo en cuenta ciertas propiedades estructurales y localizándolas tanto en las paredes como en la armazón. Mediante el uso de un computador se pueden calcular, tanto los esfuerzos como las deformaciones correspondientes a cualquier grupo dado de suelos, cuyas características admiten la ocurrencia de asentamientos.

Los ingenieros consultores dedicados al diseño y a la construcción de estructuras tienen un temperamento menos sanguíneo. Ellos utilizan un factor de rigidez que lo aplican a una armazón de acero o a una pared de relleno, pero nunca a una estructura compuesta de una armazón de acero y una pared, puesto que éstas dos unidades nunca encajan perfectamente entre sí y pueden cargarse en una dirección antes de que ocurra cualquier movimiento. En éste caso el computador no es de mucha ayuda.

Lo anterior sugiere un nuevo enfoque del problema. Hasta ahora hemos puesto la carreta adelante del caballo. Hemos dicho, denme los datos referentes a la edificación, díganme cuál es el sitio y yo les diré cuales son los asentamientos.

El enfoque lógico deberá ser :

Diseñar la edificación  
Calcular el valor de  $\delta/l$  que puede ser permisible  
Diseñar la cimentación de tal manera que  $\delta/l$  se mantenga dentro de tales límites. Y esto lo podemos hacer en la mayoría de los casos.

Pensando en este original enfoque del problema descubrí que Polshin y Tokar en 1.957 ya pensaban dentro

de las mismas líneas. Transcribo sus palabras "... El diseño de cimentaciones basado en deformaciones es de una importancia primordial y debe usarse en el diseño de cimentaciones para toda clase de edificaciones y estructuras ..." y más adelante dicen "Los cálculos basados en deformaciones se reducen a satisfacer las condiciones  $S < S_{lim}$ , donde  $S$  = deformación del sub-suelo determinada mediante cálculo; y  $S_{lim}$  = deformación crítica permisible del subsuelo que depende de sus condiciones de resistencia y de la manera como opere la estructura diseñada".

#### QUE SE DEBE HACER CON RELACION A LOS ASENTAMIENTOS NO PERMISIBLES?

Si en el método arriba sugerido encontramos que para un tipo normal de cimentación, el valor  $\delta/l$  nos diera muy alto, que debemos hacer?

Hay dos maneras de atacar el problema, nuevamente una estructural y otra de cimentación.

La edificación puede modificarse, probablemente aligerándola o volviéndola más rígida, o podría cambiarse el tipo de paredes de relleno.

Sin embargo, nuestra responsabilidad es el diseño de cimentaciones. Qué podemos hacer con relación al diseño de la cimentación para cambiar un asentamiento no permisible en un asentamiento permisible?

La respuesta más simple la dió Arturo Casagrande en 1.932 - ésto es, hace casi 40 años - El dijo: aligeren la carga mediante excavación, de tal manera que el asentamiento debido a la consolidación de la arcilla no exceda un límite fijado arbitrariamente".

En la mayoría de los casos existen solamente dos cosas que podríamos hacer, que son :

- Reducir los esfuerzos.
- Incrementar las características de resistencia de los suelos.

Sin embargo en cualquiera de estos dos métodos existen variaciones. Miremos algunos ejemplos:

- La reducción de la carga mediante la excavación es siempre efectiva. El límite de este sistema es una cimen-

- tación flotante, la cual puede ser una caja rígida hundida en el terreno, o una cimentación soportada sobre pilas que descansen sobre un soporte natural cuya constitución podría ser una arcilla rígida superpuesta a una blanda, siendo ésta última la que origina el asentamiento. Debemos saber siempre donde está localizada la zona que origina los asentamientos.
- 2) Si dicha zona se encuentra inmediatamente debajo de la cimentación y si el estrato débil es delgado, los esfuerzos se pueden reducir mediante la disminución de la presión de contacto, aunque éste sistema tiene poco efecto en los esfuerzos transmitidos a cierta profundidad. Otra alternativa es remover el estrato débil y reemplazarlo por un material de mayor resistencia.
  - 3) Si la zona de asentamientos es bastante profunda, la remoción del estrato débil no es una solución adecuada y en éste caso podemos pilotear a través del estrato débil hasta encontrar un estrato más resistente por debajo de él. Este sistema reduce los esfuerzos en el estrato débil y cambia el material que soporta la carga por uno que presenta mayor resistencia.
  - 4) La resistencia de una arcilla blanda o de un limo puede aumentarse mediante la precompresión del material, algunas veces incluyendo la construcción de drenes de arena - que no son siempre una panacea. Con éste sistema los asentamientos ocurren antes de la construcción de la estructura y bajo una carga flexible que posteriormente se remueve.
  - 5) La resistencia de una arena suelta se puede incrementar mediante compactación, acompañada algunas veces por una pre-compresión. La resistencia de un suelo granular, si tiene una gradación adecuada puede incrementarse mediante un proceso de inyección. Este es un procedimiento bastante costoso que se usa generalmente para la parte del área de cimentación que presente algún problema especial.
  - 6) Cuando los asentamientos se deben a cambios en el contenido de humedad, y no a la carga de la edificación, tenemos la alternativa de frenar dichos cambios, reemplazar el suelo por un material de mayor estabilidad o cimentar por debajo de él (mediante el uso de pilotes encamisados).

- 7) Los asentamientos debidos a la remoción de soporte pueden frenarse mediante la prevención de dicha remoción o a la provisión de un soporte alternativo. A menudo, puede ser muy útil prefatigar el sistema portante, como también puede serlo el uso de procesos de inyección en suelos adecuados para ello o de otros sistemas que hoy se conocen tales como pilotes especiales o muros de retención in-situ. El problema más importante en estos casos es conocerlo adecuadamente y prever a tiempo el peligro que pueda representar.

#### MEDICION DE ASENTAMIENTOS

Estamos interesados en el asentamiento de estructuras. Para incrementar nuestros conocimientos sobre el tema debemos medir los asentamientos. Esta es una técnica especializada, sin embargo, si sumamos el nivel común del ingeniero con un poco de persistencia e interés es mucho lo que se puede lograr (Ref. Crawford y Sutherland "65 años de lecturas de asentamientos" Canadian Geotech Jour). No necesitamos medir la milésima de pulgada; una milésima de pie es lo suficientemente adecuada para muchos casos. En todos sus trabajos "midan el asentamiento" y observen los daños.

Pero antes de comenzar con nuestra discusión quiero decir unas palabras finales de precaución:

Un buen amigo mío, Sir Harold Harding, quien es uno de los mejores ingenieros de túneles y cimentaciones, un hombre que guardaba metódicos registros de asentamientos durante la construcción de las cimentaciones de todos sus trabajos, una vez, durante una discusión en la institución de Ingenieros Civiles de Londres, se quejaba de que al terminar la construcción de las cimentaciones a nivel del terreno, él tenía que suministrar sus registros de asentamientos a los ingenieros responsables de la construcción de la estructura en acero, quienes inmediatamente transportaban a nivel de cimentación todos los mojones de nivelación, después de lo cual todos los asentamientos de la estructura cesaban milagrosamente.

REFERENCES

- Bjerrum, L. (1963) 'Discussion' European Conf. S.M.F.E. Wiesbaden Vol. II, p. 135.
- Casagrande, A. (1932) "The Structure of Clay and its Importance in Foundation Engineering." Jour. Bost. Soc. C.E. April, p. 72.
- Crawford, C.B. & Sutherland, J.G. (1971) "The Empress Hotel - Sixty-five years of Foundation Settlements." Can. Geotech. Journal.
- Feld, J. (1957) 'Discussion' 4th Int. Conf. S.M.F.E. Vol. III, p. 149.
- Feld, J. (1965) "Tolerance of Structures to Settlement." Jour. S.M. Div. A.S.C.E. May.
- Feld, J. (1971) "Settlement Control for Cosmotron Base." 4th Pan-Am. Conf. S.M.F.E.
- Golder, H.Q. & Sanderson, A.B. (1961) "Bridge Foundation preloaded to eliminate Settlement." Civil Engineering, Oct.
- Golder, H.Q. & Willeumier, G.C. (1964) "Design of the main foundations of the Port Mann Bridge." Jour. Eng. Inst. Canada, August.
- Makhejev, V.V., Polshin, D.E., Tokar, R.A., Ushkalov, V.P. (1961) "Foundation Design in the U.S.S.R." Proc. 5th Int. Conf. S.M.F.E. Vol. I.
- Peck, R.B. & Bryant, F.G. (1953) "The Bearing Capacity Failure of the Transcona Elevator." Géotechnique, Vol. III p. 201.
- Peck, R.B. (1969) "Advantages & Limitations of the Observational Method in Applied Soil Mechanics." Géotechnique, Vol. 19, p. 171.
- Polshin, D.E. & Tokar, R.A. (1957) "Maximum Allowable Non-uniform Settlement of Structures." Proc. 4th Int. Conf. S.M.F.E. Vol. I.
- Skempton, A.W. (1942) "An investigation of the bearing capacity of a soft clay soil." Jour. I.C.E. June p. 307.
- Skempton, A.W. & MacDonald, D.H. (1956) "The Allowable Settlements of Buildings." P.I.C.E. Part III Vol. 5, Dec. No. 3.
- 206 CUARTO CONGRESO PANAMERICANO
- Sowers, G.F. (1957) 'Discussion' 4th Int. Conf. S.M.F.E. Vol. III p. 166.
- Ward, W.H., Burland, J.B., Gallois, R.W. (1968) "Geotechnical Assessment of a site at Mundford, Norfolk, for a large Proton Accelerator." Géotechnique Vol. 18, p.399.
- White, L.S. (1953) "Transcona Elevator Failure: Eye-witness Account." Géotechnique Vol. 3.
- Wilson, G. (1946) "Some Applications of Soil Test Results to the Design of Simple Foundations." I.C.E. Struct. & Bldg. Div. Paper No. 15.
- Zhukov, V.F. (1955) Stroitel'naya Promuishlennost 1955, 33 (2), 20-2. (See D.S.I.R. Building Science Abstracts Dec. 1955. No. 1983 "Permissible settlement of foundations of structures.")

EFFECTOS DE LA CONSTRUCCION DE  
FUNDACIONES EN ESTRUCTURAS CERCANAS

David J. D'Appolonia

Principal, Lambe Asociados, Inc.  
Conferencista, Instituto Tecnológico de Massachusetts  
Cambridge, Mass., USA

SINOPSIS

El efecto que tiene la construcción de cimientos, en estructuras adyacentes, es un problema importante al cual se enfrentan la mayoría de los proyectos en las áreas urbanas. Cuando se deben proteger instalaciones de servicios, calles y edificios adyacentes, esfuerzos especiales de ingeniería son a menudo necesarios, para evitar daños sin incurrir en gastos excesivos o retrasos en la construcción. Este informe examina los movimientos del suelo producidos por la hincada de pilotes, drenaje y excavación. Bajo ciertas circunstancias, cualquiera de estas operaciones de construcción, puede causar movimientos importantes en el suelo adyacente. Para cada caso se discuten los aspectos fundamentales del comportamiento; se presentan datos tomados de casos en el campo, y se identifican algunas de las alternativas de diseño o construcción para limitar los movimientos.

I INTRODUCCION

A. PREFACIO

Durante la pasada década, se han empezado una gran cantidad de construcciones nuevas en áreas urbanas ya congestionadas. Los nuevos edificios a menudo tienen varios sótanos que requieren excavaciones profundas, y frecuentemente estas estructuras están soportadas en fundaciones de pilotes profundos de alta capacidad o en pilastras. Muchas ciudades están construyendo sistemas subterráneos de transporte y facilidades de estacionamiento subterráneo, las cuales requieren excavaciones profundas o túneles.

Los efectos de la construcción de cimientos en las estructuras cercanas, es a menudo una consideración importante en el instante de seleccionar el tipo de

cimiento y el método de construcción. Demandas judiciales costosas y retrasos en la construcción, son las consecuencias de no prever y resguardarse contra la multitud de problemas potenciales, con que puede confrontarse cualquier proyecto grande de fundación en un área urbana. En muchos casos, los costos de daños más altos están asociados a eventos no previstos, que pudieron haberse evitado con un mejor planeamiento, diseño y construcción.

Una o más de las tres operaciones de construcción siguientes, están asociadas con la mayoría de los proyectos de edificios grandes: excavación, drenaje e hincada de pilotes. En particular, cuando suelos blandos o compresibles están en juego, cualquiera de estas tres operaciones pueden causar movimientos importantes en el terreno adyacente. Cuando las propiedades adyacentes pueden ser afectadas, por los movimientos causados por las operaciones de construcción de fundaciones, se hace necesario realizar esfuerzos de ingeniería especiales para evitar daños y para tomar decisiones económicas. Dependiendo de la naturaleza de las estructuras adyacentes y los costos y riesgos envueltos, a veces resulta mejor comprar esas propiedades o apuntalarlas. En otras ocasiones puede ser más económico dejar que los daños ocurran y luego repararlos, mientras que en algunos casos es mejor modificar el diseño o construcción para evitar los daños. De cualquier manera, para hacer una evaluación racional de las alternativas disponibles, el ingeniero debe conocer los movimientos permisibles en las estructuras adyacentes y la magnitud y distribución de los movimientos asociados con las diversas operaciones de construcción, así como tener un buen entendimiento de las medidas que se puedan tomar para reducir o impedir los movimientos.

B. OPERACIONES DE INGENIERIA DE CONSTRUCCION

Es un problema sumamente complejo determinar y ejecutar el mejor método de solución, de manera que no se incurra en gastos excesivos, ya sea en daños a la propiedad, retrasos en la construcción o procedimientos de construcción altamente costosos. Las complejidades se deben a un número de factores, ambos técnicos y no técnicos, que varían dependiendo del tipo de construcción de la fundación y del tipo de acuerdo o contrato entre las muchas partes envueltas, como son el dueño, el arquitecto-ingeniero y sus consultores, el contratista y sus subcontratistas, y las compañías de seguros.

Quién debe hacer la ingeniería, y quién debe asumir la responsabilidad por el comportamiento de las estructuras adyacentes, durante la construcción, son preguntas difíciles. El ingeniero que diseña una fundación, usualmente no especifica la forma de proceder en su construcción; esto es, el ingeniero que diseña generalmente no

especifica en que forma ha de realizarse la excavación, como deben soportarse los lados de la misma, como ha de drenarse la excavación o como y en que secuencia han de lincarse los pilotes. Estas decisiones casi siempre son hechas por el contratista. El ingeniero diseñador generalmente declina el asumir cualquier responsabilidad, por el comportamiento de estas operaciones de construcción; por lo tanto, el contratista diseña el sistema provisional de soportes, las operaciones de drenaje etc., y asume también la responsabilidad por el éxito de la construcción.

Este procedimiento tiene ventajas e inconvenientes. La gran ventaja es que el contratista es libre para hacer su propio programa de trabajo, usando su ingenio y experiencia para construir la fundación, de la manera más económica posible. El inconveniente está en que, al determinar como se va a construir la fundación, el contratista frecuentemente no considera los movimientos del suelo adyacente, como un criterio en el diseño; más aún, en una situación competitiva, el contratista puede que no gane un concurso de obra, si incluye en su construcción medidas adecuadas para prevenir el movimiento en propiedades adyacentes. Más tarde, si surgen problemas durante la construcción, el contratista es renuente a iniciar medidas correctivas, si no le es posible obtener paga adicional por ello.

El mejor método para superar estos inconvenientes, es que el ingeniero diseñador fije criterios de comportamiento, relativos a los movimientos de propiedades adyacentes. Entonces, el contratista determina en que forma es mejor llevar a cabo la construcción, manteniendo al mismo tiempo las especificaciones de comportamiento. La responsabilidad de reconocer los problemas potenciales, proveer especificaciones adecuadas y ejercer el apropiado control sobre la construcción, recae entonces en el ingeniero diseñador, que es donde debe de estar. El ingeniero es responsable de especificar un comportamiento, y el contratista es responsable de obtenerlo.

Los pasos que deben tomarse para asegurar que la construcción de la fundación, no produzca daños en propiedades adyacentes, se enumeran en la tabla 1. El primer paso es del ingeniero, y consiste en levantar un plano con las estructuras y utilidades adyacentes, y establecer movimientos permisibles. Las especificaciones se basan en los resultados de este estudio, la estimación del ingeniero de los problemas potenciales debidos a la construcción, y su conocimiento de las condiciones del sitio y comportamiento de los suelos.

Las especificaciones dictan el comportamiento que debe obtenerse durante la construcción y satisfacen dos funciones. Primero, establecen criterios para que el contratista diseñe el sistema provisional de soportes,

TABLA 1 - MEDIDAS A SEGUIR EN LAS OPERACIONES DE CONSTRUCCION DE MANERA QUE SE EVITEN DAÑOS A ESTRUCTURAS CERCANAS.

Medida	Persona Responsable
1 Levantar plano de las estructuras y utilidades y establecer movimientos permisibles	Ingeniero
2 Evaluar las condiciones de suelo y métodos probables de construcción; identificar mediciones claves del comportamiento de la construcción	Ingeniero
3 Escribir especificaciones de construcción relacionadas al comportamiento de las estructuras cercanas	Ingeniero
4 Diseñar el sistema provisional de soportes, operaciones de desague etc.; establecer procedimientos de construcción	Contratista
5 Empezar programas de vigilancia para verificar el comportamiento y evaluar los procedimientos de construcción	Ingeniero
6 Modificar la construcción tal como sea necesario	Contratista

las operaciones de desague etc.. Segundo, proveen medios para controlar la construcción. Por ejemplo, una cláusula en las especificaciones puede requerir que el movimiento en un punto dado no exceda cierto valor. Si lo

excede, la construcción deberá pararse y el contratista deberá rediseñar el sistema de manera que se cumpla el comportamiento especificado.

Con este tipo de especificación, el contratista debe empeñarse en conducir la construcción de manera tal que no ocurran daños. Además, él sabe precisamente lo que se espera de él y se le paga de acuerdo para que tome las precauciones necesarias. Por otra parte, el ingeniero tiene el poder y la responsabilidad de evaluar el comportamiento del contratista, y asegurar que no ocurran daños.

### C. OBJETIVO DEL INFORME

El cuerpo principal de este informe está dividido en cuatro capítulos relativamente independientes. El capítulo a continuación discute brevemente, los movimientos que pueden tolerar las estructuras sin peligro de experimentar daños. Estimar los movimientos que pueden tolerar las estructuras adyacentes a un sitio de edificación, es el primer paso importante para determinar como deben realizarse las operaciones de construcción.

En los siguientes tres capítulos se presenta información relativa a movimientos causados por hinca de pilotes, drenaje y excavaciones respectivamente. La naturaleza compleja de los movimientos del suelo asociados con estas operaciones de construcción, hace que no se presten para análisis teóricos; además, los movimientos del suelo son influidos en gran parte por factores que son muy difíciles de predecir correctamente, tales como los detalles de construcción, los detalles geológicos y la pericia de la mano de obra. Por lo tanto, en casi todos los casos, las predicciones deben estar basadas, casi en su totalidad, en datos observados y experiencias pasadas. Lamentablemente, mediciones en el campo de movimientos causados por las operaciones de construcción, son escasos, y los datos observados no están suficientemente completos, como para poder formular con ellos reglas empíricas generalizadas. Siendo así, es necesario comprender bien los factores fundamentales que controlan los movimientos; los datos observados, juzgados a la luz de estos fundamentos, ayudan a formar una base para la evaluación de los problemas potenciales y las alternativas disponibles.

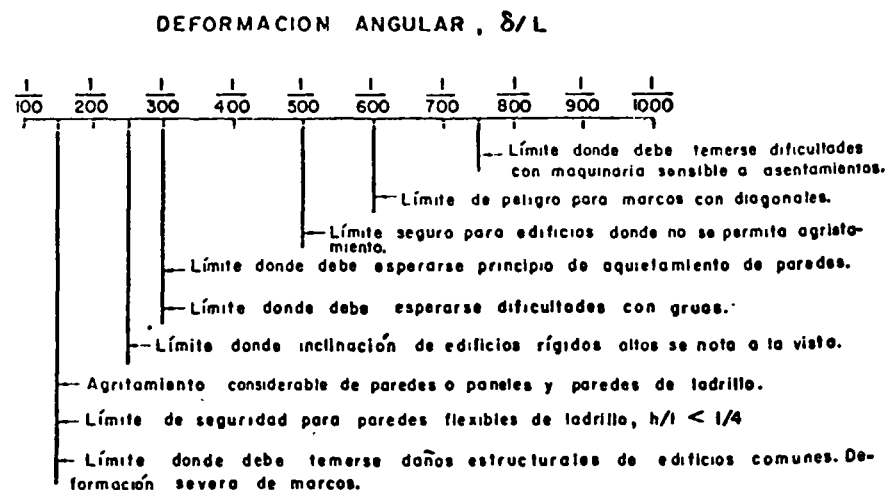
## II MOVIMIENTOS QUE CAUSAN DAÑOS A EDIFICIOS CERCANOS.

### A. GENERALIDADES.

El asentamiento permisible de edificios es un aspecto importante del diseño de fundaciones. Un cuerpo de conocimientos empíricos se ha acumulado para ayudar a

formular criterios de diseño. La sesión II de este congreso está dedicada a este tópico. Los comentarios hechos aquí, están encaminados a establecer los movimientos tolerables, en edificios adyacentes a un sitio de construcción nuevo.

La deformación angular (asentamiento diferencial entre dos puntos dividido por la distancia entre ellos) se usa comúnmente como un índice de daño potencial, al establecer los asentamientos permisibles de edificios. Se han obtenido datos que relacionan la deformación angular y la concurrencia de daños estructurales y arquitectónicos, para edificios que se asientan bajo su propio peso. Criterios sugeridos por Skempton y MacDonald (1956) y por Bjerrum (1963) se muestran en la fig. 1. Esta gráfica fué desarrollada con datos obtenidos principalmente, de edificios con paredes de carga y de edificios tradicionales con armazón de acero u hormigón armado, y con paneles y divisiones de bloques o ladrillos. Deformaciones angulares de alrededor de 1/150 están asociadas con daños estructurales, y valores alrededor de 1/300 están asociados con agrietamiento de antepechos y daños arquitectónicos.



Tomado de Skempton y MacDonald (1956)  
y Bjerrum (1963)

FIG. 1 - CRITERIO DE DAÑOS A EDIFICIOS  
POR ASENTAMIENTO BAJO SU PROPIO  
PESO MUERTO.

## B. FACTORES QUE INFLUYEN EN LOS MOVIMIENTOS PERMISIBLES.

Los factores a considerar al evaluar el daño potencial de movimientos, causados por operaciones de construcción tales como la hinca de pilotes, drenaje y excavación, son algo diferentes de los factores a considerar, al juzgar el asentamiento permisible de un edificio bajo su propio peso muerto. Hay diferencias en los tipos, patrones y rapidez de movimiento, así como diferencias en la rigidez y capacidad de la estructura existente para resistir movimiento.

En general, el movimiento adicional que un edificio existente puede tolerar, es una función de las variables enumeradas en la tabla 2. El comportamiento de edificios, al ser sometidos a movimientos causados por construcciones cercanas, está influido en cierto grado por cada una de estas variables. Como resultado, generalidades simples son de poca confianza.

TABLA 2 - FACTORES QUE INFLUYEN LOS MOVIMIENTOS ADICIONALES TOLERABLES POR EDIFICIOS EXISTENTES

Tipo de Movimiento
Rapidez del Movimiento
Magnitud y Distribución del Movimiento
Tipo y Construcción del Edificio
Edad y Condición Existente del Edificio

Tipo de Movimiento

El tipo de movimiento al que se somete un edificio existente, puede tener una gran influencia en el daño que él experimenta. Además de movimientos verticales, a menudo también hay movimientos horizontales y reversión de movimientos.

La excavación e hinca de pilotes ocasionan desplazamientos laterales. Los movimientos horizontales que causan una separación de los soportes estructurales, son usualmente más dañinos que movimientos verticales de igual magnitud. Esto es particularmente cierto en

edificios donde las vigetas de piso están soportadas en las paredes exteriores. Movimiento lateral o inclinación de las paredes puede hacer que las vigetas pierdan su soporte.

Reversión de movimientos, especialmente si son rápidos, probablemente produzcan daños más serios que movimientos que ocurren en una sola dirección. Hinca de pilotes en arcillas y apuntalamiento, pueden causar este tipo de movimiento. Las reversiones en desplazamientos pueden ser especialmente dañinas, en estructuras de mampostería y estructuras cuyas paredes están cubiertas con materiales como piedra cortada, teja, terracota, etc. Si los movimientos son lo suficientemente grandes como para triturar el material a lo largo de las juntas, la reversión puede ocasionar que las superficies originales no entren en contacto una con la otra, de la misma forma que estaban antes del movimiento.

Rapidez del Movimiento

La rapidez a la cual se desarrolla el movimiento es también importante. La mayor parte de las estructuras pueden deformarse más sin daños o grietas, si las deformaciones son lentas en vez de rápidas.

Los movimientos lentos le permiten a la estructura escurrimiento y deformación plásticos, bajo los cambios en las condiciones de soporte. Movimientos ocasionados por excavación e hinca de pilotes son relativamente rápidos, comparados a los asentamientos que ocurren bajo el peso muerto de un edificio durante su construcción. En comparación a estos, los movimientos causados por apuntalamiento son muy rápidos.

Las estructuras de hormigón, piedra y madera son particularmente sensibles a movimientos rápidos.

Tipo de Edificio y Magnitud y Distribución de Asentamientos.

La cantidad de asentamiento que un edificio puede tolerar con seguridad, está muy relacionada al tipo de construcción y a la distribución de los asentamientos. Las siguientes generalizaciones fueron hechas por Peck (1970) en comunicación personal. Peck considera los números específicos como aproximaciones solamente, los cuales requieren modificaciones, dependiendo de las condiciones particulares del caso a mano.

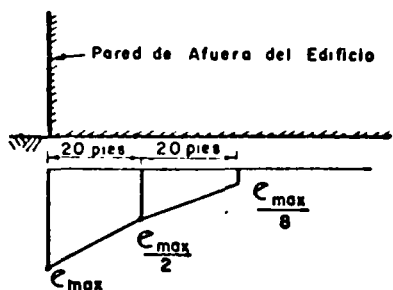
La fig. 2 resume las recomendaciones de Peck. La magnitud del asentamiento máximo permisible en la pared exterior, esta basada en la distribución de asentamientos dentro del edificio. Si la distribución de asentamientos

... más uniforme de lo mostrado en la ilustración, se pueden generalmente tolerar asentamientos más grandes sin causar daños. Por el contrario, si la deformación es mayor, un asentamiento menor causaría daños. Los asentamientos dados en la fig. 2

... con los valores máximos tolerables para causar daños arquitectónicos. Movimientos más grandes son generalmente necesarios, para causar daños estructurales. Las deformaciones angulares máximas implicadas por los asentamientos en la fig. 2 fluctúan entre 1/250 y 1/500.

El patrón de distribución, así como la magnitud de los asentamientos diferenciales,

puede tener una influencia en el comportamiento general. El patrón de asentamiento diferencial durante excavación o hinca de pilotes puede cambiar durante las operaciones de construcción. Por ejemplo, si la hinca de pilotes o la excavación procede a lo largo de una línea paralela a un edificio existente, los asentamientos diferenciales ocurrirán no solo a lo largo de líneas perpendiculares al edificio, sino también a lo largo de líneas paralelas al edificio. El edificio está pues sometido a una onda de asentamientos diferenciales, pasando a lo largo del frente que da al sitio de construcción. Como segundo ejemplo, el asentamiento adyacente a una excavación bien hecha, generalmente se extiende hacia atrás, de manera que la curvatura no está concentrada a ninguna distancia particular del borde de la excavación. Sin embargo, si el tope de la excavación no está adecuadamente entablada, los asentamientos que ocurren durante las etapas tempranas de la excavación, pueden concentrarse agudamente cerca del borde de la misma. Bajo estas circunstancias, los asentamientos a lo largo de la cara más cercana de edificios adyacentes, pueden ser dañinos a valores mucho menores en magnitud, que si los asentamientos estuviesen más uniformemente distribuidos.



De Peck(1970)

ESTRUCTURA	$e_{max}$
Ladrillo	2 pulgadas
Bloque de concreto o escoria	3/4
Piedra Monumental	1
Marco de acero u Hormigón	2

FIG. 2 ASENTAMIENTO MAXIMO TOLERABLE PARA PREVENIR DAÑOS ARQUITECTONICOS CAUSADOS POR CONSTRUCCION CERCANA.

Las condiciones de suelo también influyen en el patrón de los asentamientos. Las arcillas plásticas tienden a suavizar la distribución de los movimientos, a medida que uno se aleja de la excavación o las operaciones de hinca de pilotes. Movimientos relativamente pequeños pueden ser dañinos, en casos en los cuales los suelos se comportan en forma quebradiza, ya que se pueden desarrollar grietas o fallas.

Condición de los Edificios Existentes.

La edad y condición de un edificio existente son naturalmente factores importantes que deben considerarse al establecer los movimientos permisibles. Edificios viejos en malas condiciones pueden ser muy sensibles a movimientos rápidos. Las estructuras de mampostería o de hormigón se vuelven muy quebradizas con la edad, y las estructuras que ya han experimentado asentamientos diferenciales grandes, pueden ser dañadas si se les somete a movimientos adicionales.

C. RESUMEN

Los movimientos causados por una construcción cercana, que una estructura existente puede tolerar sin peligro, son en la mayoría de los casos menores, que los movimientos que esa misma estructura puede resistir sin daños, mientras se asienta bajo su propio peso. Asentamientos causados por construcción de fundaciones cercanas generalmente ocurren rápidamente y producen asentamientos diferenciales. Si el edificio existente está en buenas condiciones y los asentamientos adicionales están limitados a aproximadamente menos de una pulgada, parece ser que en casi todos los casos, se pueden evitar los daños serios.

La cuestión de movimientos permisibles es muy compleja, y el ingeniero necesita ejercitar mucho su juicio individual para llegar a conclusiones cabales en cada caso.

Los factores enumerados en la Tabla 2, deben considerarse al hacer estos juicios. Además, hay que tener en cuenta la cantidad de daños que podrían aceptarse, versus el costo de los procedimientos de construcción necesarios para prevenir estos daños; procedimientos en general caros y que consumen mucho tiempo. Asentamientos pequeños de un edificio, que causen pequeñas grietas pero que no envuelvan riesgo de daño estructural, pueden a veces permitirse, cuando el costo de reparar las grietas es mucho menor que el costo de prevenir las.



## III MOVIMIENTOS CAUSADOS POR HINCA DE PILOTES

## A. INTRODUCCION

El diseño de una fundación de pilotes se lleva a cabo, generalmente, sin un conocimiento de la naturaleza y cantidad de los movimientos del suelo, que ocurren afuera del área inmediata a la fundación, durante y después de la hincada de los pilotes. Dependiendo de la naturaleza del suelo penetrado, el tipo y espaciado de los pilotes y el método y secuencia de la instalación, movimientos significativos del suelo pueden extenderse, a distancias considerables del borde de un grupo de pilotes hincados.

La hincada de pilotes cerca de edificios existentes, especialmente edificios en fundaciones poco profundas, deberá siempre verse como una fuente de problemas potenciales, sin importar el tipo de suelo en la fundación.

En terreno duro, las vibraciones transitorias producidas por la hincada de los pilotes, pueden ser objetables o pueden causar daños a edificios adyacentes. Si los pilotes se hincan a través de depositos de arena suelta saturada, las vibraciones pueden causar densificación y asentamientos grandes. La hincada de pilotes en arcillas blandas a medias, puede causar un sin número de efectos detrimentes. Durante la hincada se genera un gran exceso de presiones de poro, a medida que el suelo es desplazado lateralmente, y la superficie del terreno se levanta. Más tarde, el terreno se asienta a medida que las presiones de poro se disipan.

## B. DAÑOS CAUSADOS POR VIBRACIONES TRANSITORIAS

Las quejas más corrientes asociadas con la hincada de pilotes envuelven vibraciones inadmisibles y ruido, que causan molestias a las personas, grietas en los estucos ó en divisiones de bloques de concreto, y daño en los terminados arquitectónicos. En la mayoría de los casos las vibraciones son solamente una molestia, pero un hincado en terreno duro, a una distancia cercana, puede producir vibraciones de suficiente intensidad como para producir daños.

La frecuencia a la que operan los martinetes de impacto convencionales, está bien por debajo de la frecuencia que corresponde al estado de resonancia del sistema suelo-pilote, pero cada golpe da origen a movimientos transitorios del terreno, a la frecuencia natural del suelo. La posibilidad de una respuesta en resonancia de componentes de un edificio, es poco probable, porque la frecuencia de operación de la mayoría de los martinetes de impacto fluctua entre 1 y 2 ciclos por segundo

(cps). No obstante, martinetes vibradores operan a frecuencias más altas y en estos casos existe la posibilidad de resonancia.

Dependiendo de la energía del martinete, la distancia del hincado y las características del suelo, los esfuerzos dinámicos inducidos en estructuras cercanas, pueden resultar lo suficientemente grandes como para causar daños. Para martinetes de impacto, la energía de hincado se distribuye entre el rebote del martillo, la deformación del cojinete y del pilote, la penetración del pilote y la deformación recuperable o elástica del suelo alrededor. La porción recuperable de la energía que causa deformación del suelo, se propaga hacia afuera del pilote. El factor más importante que gobierna la distribución de la energía de impacto disponible, entre todos estos componentes, es la resistencia del suelo a la penetración del pilote. En suelos densos o rígidos, donde la penetración del pilote bajo cada golpe es pequeña, una cantidad relativamente alta de energía, es almacenada en forma de deformación recuperable del suelo. En suelos fácilmente penetrables, casi toda la energía se gasta en hacer avanzar el pilote. Como resultado, las vibraciones del suelo son más intensas en suelos granulares densos y arcillas rígidas.

Las vibraciones inducidas por la hincada de pilotes, son en muchas formas similares a las causadas por explosiones. Por lo tanto resulta apropiado emplear los mismos criterios, usados para evaluar los daños potenciales en el caso de explosiones. La velocidad de partícula máxima de una vibración, es el indicador más común y más ampliamente aceptado, del daño potencial que puede originar una carga instantánea. Una velocidad de partícula máxima, mayor que 4 pulgadas/segundo, es generalmente necesaria para hacer que un estuco se agriete.

Se han reportado varios estudios de las vibraciones producidas por la hincada de pilotes con martinetes de impacto, pero el estudio más completo parece ser el de Wiss (1967), quien hace recomendaciones relativas a la velocidad de partícula máxima que puede esperarse de la hincada de pilotes. Estas recomendaciones se reproducen en la fig. 3 donde la velocidad de partícula máxima esperada, se presenta como función de un factor de energía. El factor de energía es la raíz cuadrada de la energía enviada por la maza del martinete, dividida por la distancia desde la punta del pilote al punto de interés. Wiss (1967) dice que no existen diferencias significativas entre las vibraciones causadas por la hincada de tablestaca metálicas, pilotes de madera o pilotes-H de acero. Wiss también estudió las vibraciones causadas por un martinete sónico, hincando a frecuencias de 90 a 120 cps, y un martinete vibratorio operando de 16 a 21 cps.

Se observó que el martinete vibratorio producía vibraciones similares a un martinete de impacto comparable. No obstante, los niveles de vibración producidos por el martinete sónico, eran casi un orden de magnitud menor que los producidos por los martinetes de impacto.

Las curvas de diseño propuestas por Wiss en la fig. 3 son aparentemente, una cota superior conservadora de la intensidad de vibraciones que pueden esperarse. Datos tomados en seis sitios diferentes y puestos en la fig. 3, caen por debajo de esos valores de diseño.

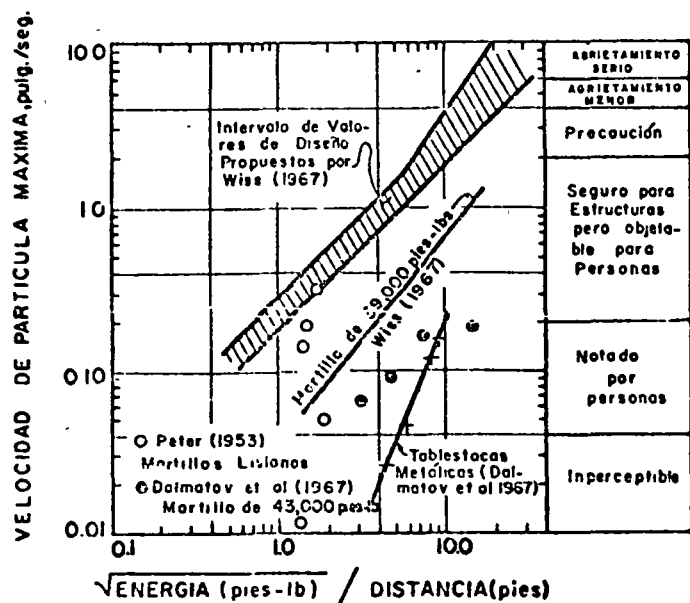


FIG. 3 - INTENSIDADES MAXIMAS DE VIBRACION ESPERADAS POR HINCA DE PILOTES CON MARTINETES DE IMPACTO.

Para martinetes de impacto convencionales, con una energía de 20,000 a 40,000 lbs.-pies, la velocidad de partícula máxima será menor de 4 pulg./seg., a distancias mayores de 10 a 20 pies. Por lo tanto, solamente se pueden esperar problemas cuando los pilotes se hincan muy cerca de un edificio existente. Las vibraciones debidas al hincado se pueden reducir más eficientemente, evitando la hinca dura cerca de la superficie. Esto puede lograrse pre-taladrando en el caso de arcillas, o ayudando a la penetración del pilote por medio de un chorro de

agua a presión en el caso de arenas. De acuerdo con los diagramas dados por Wiss, disminuir la energía de hincado resulta ser relativamente ineficiente, en cuanto a reducir el nivel de vibraciones del terreno, porque la velocidad de partícula máxima varía con la raíz cuadrada de la energía de hincado.

### C. DENSIFICACION DE SUELOS GRANULARES

Casi todos los libros de texto de ingeniería de fundaciones, contienen frases que advierten de los posibles asentamientos, causados por la hincada de pilotes en suelos granulares sueltos. Sin embargo, existe muy poca información disponible, para estimar los asentamientos probables en un caso dado.

Asentamientos grandes, debido a la hincada de pilotes en suelos granulares, parecen estar asociados con depósitos sueltos de arenas finas uniformes y arenas limosas bajo el nivel freático. Estos materiales son conocidos por su susceptibilidad a la densificación y la pérdida de resistencia cuando se someten a vibraciones. Sin embargo, se han publicado casos donde la hincada de pilotes en arenas más densas, han causado asentamientos y daños extensos a estructuras cercanas. Asentamientos importantes pueden ocurrir a distancias de hasta 30 a 50 pies de la hincada de los pilotes.

Terzaghi y Peck (1968) describen un caso donde 100 pilotes fueron hincados en una arena y grava suelta. Dentro de la zona ocupada por los pilotes, la superficie del terreno se asentó 0.5 pies. El asentamiento disminuía con la distancia al borde del área ocupada por los pilotes, hasta un valor aproximadamente 0.01 pies, a una distancia de 50 pies.

Varios casos de daños a estructuras adyacentes, causados por la hincada de pilotes en arena, son descritos por Feld (1969). Un caso consistió de pilotes-H, hincados con martinetes de impacto pesados y martinetes vibratorios, en la ciudad de Nueva York. Los pilotes fueron hincados en una arena uniforme descrita como medianamente densa. Los asentamientos causados por la hincada de los pilotes produjeron daños a los edificios adyacentes, incluyendo una estructura de 19 pisos, de forma que tuvieron que ser condenados y demolidos junto con más de 400 pies de fachadas. La calle adyacente asentó más de un pie.

Lynch (1960) describe un caso donde la hincada de pilotes en una arena calcarea y caliza descompuesta, causó el asentamiento de pilotes previamente hincados. Cilindros y pilotes de tubo se hincaron hasta profundidades de 60 a 70 pies con un martinete de impacto de

6,000 lbs.-pies, y varias vigas de zapata se vaciaron antes de terminar la hinca de los pilotes cercanos. Durante el hincado de estos en un área adyacente, los grupos de pilas ya vaciadas se asentaron hasta un máximo de 0.56 pies. Después de esta observación, se empezó un programa de pruebas de campo para medir el asentamiento de pilotes de prueba cargados, al hincarles pilotes en su cercanía. Se instalaron indicadores en los pilotes de prueba y las mediciones mostraron que grandes cargas de fricción lateral, resultantes de la compactación de la arena, fueron la causa de que los pilotes previamente hincados se asentaran. Basados en los resultados de estas pruebas de campo, se prepararon especificaciones que requerían que todos los pilotes, dentro de una distancia de 30 pies, deberían ser hincados antes de vaciar cualquier viga de fundación sobre ellos.

Swiger (1949) reporta un caso donde la hinca de pilotes-H, a través de un depósito de 100 pies de profundidad de una arena limosa fina suelta y saturada, causó grandes asentamientos de la superficie. La hinca de los pilotes causó un hundimiento general del área de fundación, con un máximo de 1.5 pies en algunos sitios. La hinca de un grupo de 7 pilotes de prueba ampliamente separados, causó asentamientos de la superficie de 0.5 pies. La pared exterior de un edificio adyacente, la cual estaba a su vez fundada sobre pilotes profundos, se asentó 1/4 a 1/2 pulgada, aún cuando solamente unos pocos pilotes fueron hincados en la vecindad inmediata de esta estructura.

Aparte de reducir el nivel de las vibraciones, no hay otros medios aparentes, para reducir los asentamientos causados por la hinca de pilotes en arenas. Pilotes de poco desplazamiento no parecen ser particularmente efectivos. Hincar los pilotes ayudado por chorro de agua a presión resulta efectivo, en cuanto a que reduce las vibraciones, pero esta operación debe ser controlada con cuidado para evitar el socavar las bases. Es recomendable mantener al mínimo el número de pilotes hincados cerca de una estructura adyacente.

#### D. PRESIONES DE PORO Y MOVIMIENTOS CAUSADOS POR HINCA DE PILOTES EN ARCILLA.

##### 1. Generalidades

Las alteraciones en la resistencia y compresibilidad de arcillas, causadas por la hinca de pilotes, son de gran importancia en el diseño de fundaciones de pilotes de fricción; este tópico ha sido el tema de estudios considerables, Casagrande (1932) realizó pruebas de consolidación en muestras no perturbadas y remoldeadas de arcilla azul de Boston, y encontró que la compresibilidad

de la arcilla aumentaba considerablemente con el remoldeo. El especuló que el hincado de pilotes en arcillas blandas producía remoldeo, lo cual causaría que la arcilla se consolidara bajo su propio peso, y luego, edificios fundados en pilotes de fricción se asentarían más, que cuando son colocados directamente sobre la arcilla. Estudios de campo hechos para investigar la hipótesis de Casagrande, han contribuido a un mayor entendimiento de los cambios de esfuerzos y los movimientos que produce la hinca de pilotes en arcilla.

El mecanismo que permite avanzar un pilote en un depósito de arcilla, es una falla no drenada de la capacidad de soporte del suelo frente a la punta del pilote. Debido a que la arcilla es muy impermeable para que ocurran cambios en volumen, durante el corto período del hincado, un volumen de arcilla, igual al volumen del pilote, se desplaza lateralmente y hacia arriba. La fig. 4 define las zonas de suelo perturbadas alrededor de un solo pilote. El suelo dentro de un anillo aproximadamente igual a un medio del diámetro del pilote, experimenta deformaciones de corte muy grandes, y está físicamente remoldeado por la penetración del pilote. El suelo en la zona II, que puede extenderse a varios diámetros del pilote, sufre deformaciones de corte más pequeñas, pero el incremento en el esfuerzo lateral, es lo suficiente como para que el esfuerzo de corte, sea igual a la resistencia al corte del suelo, y por lo tanto el suelo en esta zona, está en estado de falla no drenada por esfuerzo cortante. En la tercera zona los esfuerzos laterales aumentan, pero no lo suficiente para causar una falla no drenada.

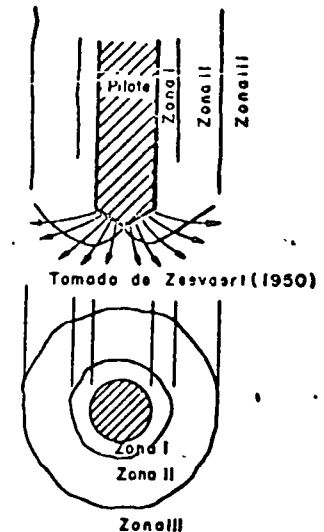


FIG. 4 - ZONAS PERTURBADAS DEL SUELO ALREDEDOR DE UN SOLO PILOTE HINCADO EN ARCILLA.

La fig. 5 ilustra cualitativamente, usando el método "La Trayectoria de Esfuerzos" (Lambe 1967), los cambios en esfuerzo y desplazamientos que ocurren en un elemento de suelo, en la frontera de las zonas II y III. Durante la hincada del pilote, los esfuerzos laterales aumentan, mientras que los esfuerzos verticales se mantienen más o menos constantes. El esfuerzo lateral aumenta, hasta que el esfuerzo de corte se hace igual a la resistencia al corte del suelo. El punto A corresponde a la condición de esfuerzos efectivos inicial, antes de la hincada del pilote. La trayectoria AB es la del esfuerzo total menos la presión de poro estática, para cuando el esfuerzo lateral aumenta, y la trayectoria AB es la del esfuerzo efectivo, correspondiente a cargar en extensión en condición no drenada. La distancia BB es el exceso de presión de poro inducido por la hincada del pilote. Las deformaciones unitarias sufridas por el elemento de suelo, están dibujadas a la derecha en la fig. 5. El aumento en el esfuerzo lateral causa extensión en la dirección vertical. En resumen, la hincada de pilotes produce un aumento en esfuerzo lateral, un aumento en presiones de poro y un levantamiento de la superficie del terreno.

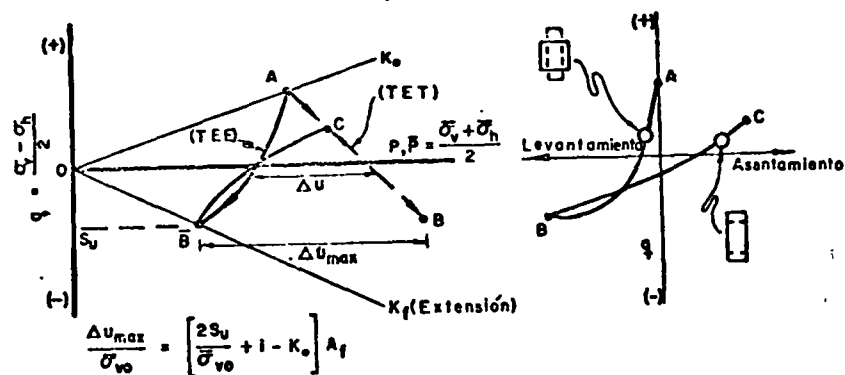


FIG. 5 - CAMBIOS DE ESFUERZO Y DESPLAZAMIENTO QUE ACOMPAÑAN A LA HINCA DE PILOTES EN ARCILLA.

Tal como se muestra en la fig. 6, el exceso de presión de poro puede ser mucho mayor que el esfuerzo efectivo inicial de sobrecarga, aun cuando se hincan un solo pilote. Al hincar un grupo de pilotes, el exceso de presión de poro aumenta con cada pilote hincado y puede alcanzar valores altos, a gran distancia del grupo de pilotes.

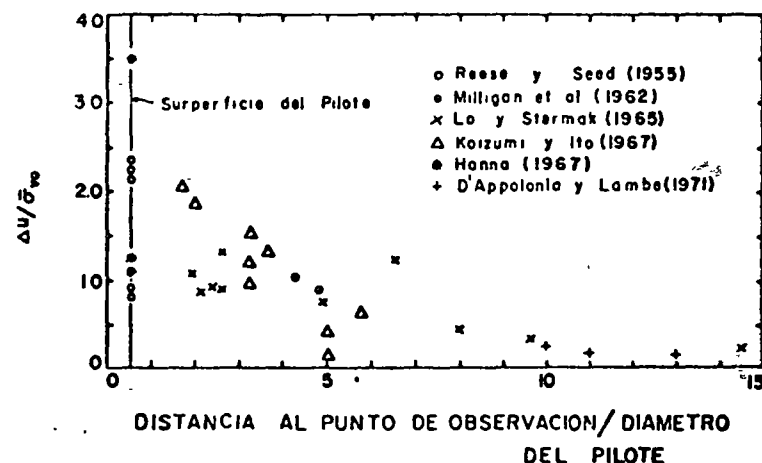


FIG. 6 - EXCESO DE PRESION DE PORO PRODUCIDA POR LA HINCA DE UN SOLO PILOTE.

Después de hincado el pilote, el exceso de presión de poro se disipa, el suelo se consolida bajo su propio peso y la superficie del terreno se asienta. El esfuerzo vertical total se mantiene más o menos constante durante la consolidación, y el esfuerzo lateral efectivo aumenta. El punto C en la fig. 5 corresponde al estado final de esfuerzos. Debido al aumento en compresibilidad del suelo producido por el remoldeo, el asentamiento durante la consolidación es generalmente mayor, que el levantamiento durante el hincado, siendo el resultado neto, un asentamiento de la superficie del terreno.

Los cambios de esfuerzo inducidos por la hincada de un pilote, son en la realidad mucho más complejos que lo indicado en la Fig. 5; pero el diagrama sirve para ilustrar que el cambio en presión de poro, está relacionado al cambio de esfuerzo y a los movimientos que acompañan a la hincada de pilotes.

Esta relación es ilustrada más aun en la fig. 7. Los datos fueron tomados de un trabajo de hincada de pilotes, en el recinto del Instituto Tecnológico de Massachusetts (M.I.T.) (Lambe y Horn 1965). La preocupación de los ingenieros, acerca de la seguridad del edificio adyacente de 40 años de edad, fundado en pilotes de fricción de poca profundidad, hizo que se instalaran

piezómetros y varillas de asentamiento. La hincada de pilotes para el nuevo edificio, causó un aumento en presión de poro en la arcilla bajo el edificio existente y un levantamiento pequeño del viejo edificio. Con el tiempo, después de completada la hincada de los pilotes, el exceso de presión de poro se disipó y el viejo edificio se asentó una cantidad neta de más de una pulgada. Como puede verse en la fig. 7, hay una correspondencia cercana entre exceso de presión de poro y los movimientos del edificio adyacente.

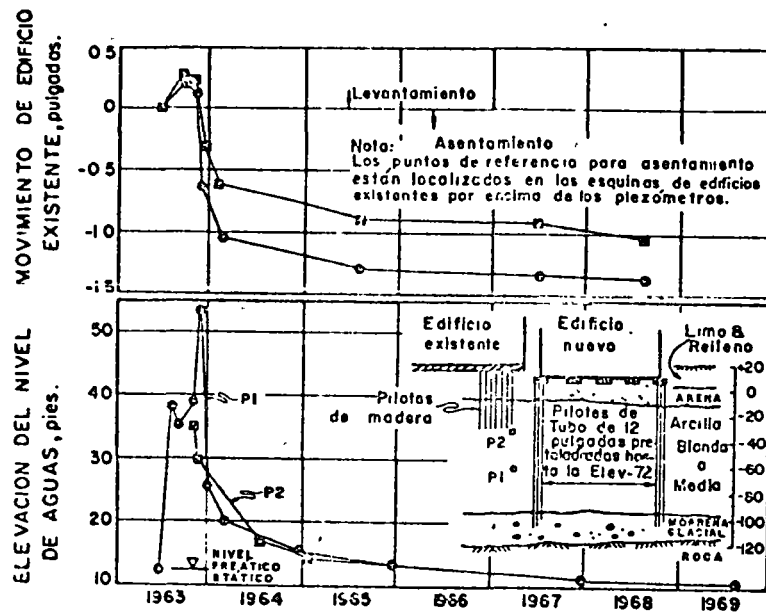


FIG. 7 - PRESIONES DE PORO Y MOVIMIENTOS DE EDIFICIOS CERCANOS CAUSADOS POR HINCA DE PILOTES EN EL RECINTO DE M.I.T.

2. Problemas Causados por el Aumento en Presión de Poro y el Aumento en Esfuerzo Lateral.

Varios problemas pueden surgir si se hincan pilotes, cerca de estructuras de contención o de taludes. Primero, el aumento en presión de poro producido por la hincada de los pilotes, causa una reducción en los esfuerzos efectivos lo cual resulta en una pérdida de resistencia temporal.

Esto puede causar una falla de estabilidad. Segundo, el aumento de esfuerzo lateral, puede sobrecargar una pared de fundación o dar motivo a desplazamientos laterales grandes.

Bjerrum y Johannsen (1961) describen un caso, donde la hincada de pilotes para estribos de un puente, produjo una reducción en la estabilidad de taludes. Sin embargo, no ocurrió falla del talud. La fig. 8 muestra la distribución de exceso de presión de poro causada por la hincada de pilotes, dibujada como contornos de  $\Delta u/\sigma_{vo}$ .

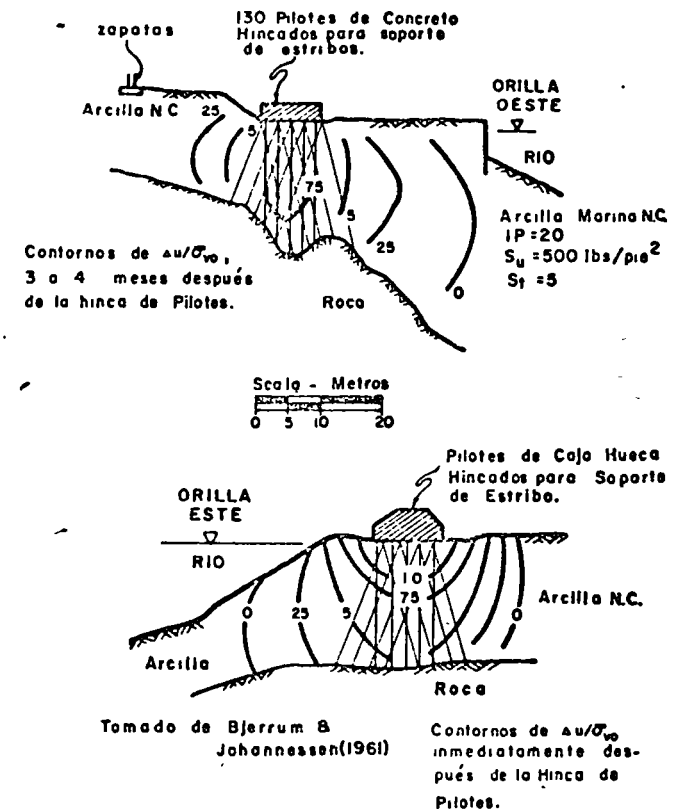


FIG. 8 - EXCESO DE PRESIONES DE PORO CAUSADAS POR HINCA DE GRUPOS DE PILOTES EN NORUEGA.

durante la disipación del exceso de presión de poro, des-  
pués de la hincada de los pilotes, ocurrieron movimientos de  
la orilla Oeste del río. Se observaron grietas en la pen-  
diente, y las zapatas en el tramo de aproche se movieron  
varios centímetros hacia el estribo. En la orilla Este,  
el factor de seguridad calculado usando un análisis de  
esfuerzos efectivos, disminuyó de un valor de 1.4 antes de  
la construcción, a un valor de 1.15 después de la hincada de  
los pilotes.

Una situación similar se encontró en Massachusetts,  
donde se hincaron pilotes para la fundación de un tanque,  
cerca de un muelle de carga (Goldberg y Zoino, 1970). La  
fig. 9 muestra el exceso de presión de poro causado por la  
hincada de los pilotes. La secuencia y frecuencia en el  
hincado, fueron controlados usando las mediciones de pre-  
sión de poro, de manera que la estabilidad de la pared  
del muelle no se viera en peligro. En la literatura se  
han presentado numerosos casos, donde la hincada de pilotes,  
cerca de estructuras de retención, ha causado movimientos  
laterales grandes. Cuando ambas operaciones, hincada de  
pilotes y excavación, se realizan en la construcción de  
una fundación, frecuentemente ocurren problemas. La hincada  
de pilotes afuera y por encima del nivel de una excavación,  
puede causar grandes movimientos laterales del sistema de  
soporte de la excavación, problemas de estabilidad del  
fondo de la excavación y movimiento lateral de los pilotes  
que ya se habían hincado (Hagerty 1969).

Estos mismos fenómenos pueden causar daños a estruc-  
turas cercanas. Por ejemplo, Hagerty (1969) describe un  
caso, donde pilotes cónicos en escalón fueron hincados a  
través de un estrato de arcilla blanda, adyacente a un  
muro de ribera anclado, a orillas de un río en Chicago.  
La tablerca se movió lateralmente hasta 2 pies y la

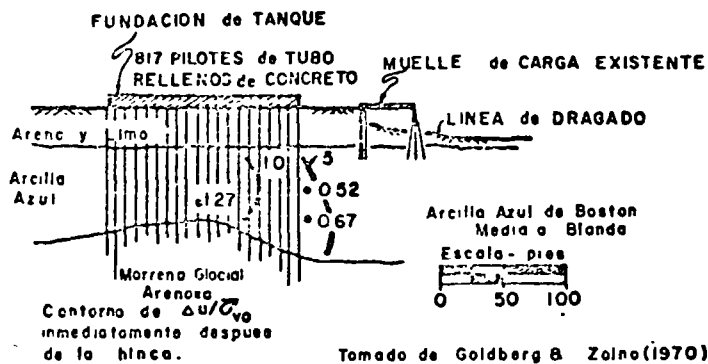


FIG. 9 - EFECTO DE PRESION DE POPO CAUSADO POR HINCA DE GRUPO DE PILOTES EN BOSTON.

muralla se inclinó hasta 3 grados. A mitad de la hincada de pilotes, se instaló un sistema de barras de anclaje, para evitar que el muro fallase.

La experiencia indica que la hincada de pilotes, desde una elevación más alta que la base de una estructura de retención, debe realizarse con gran precaución, especialmente cuando se está dentro de una distancia horizontal de 20 a 30 pies de la estructura. El volumen de suelo desplazado por los pilotes debe mantenerse al mínimo, a base de usar pilotes que tengan una alta capacidad y poco desplazamiento, como lo son los pilotes-H de acero. Si se usan pilotes de mayor desplazamiento, como son los pilotes de hormigón prefabricados o pilotes de tubo de acero, se deben colocar entonces en perforaciones barrenadas, hasta profundidades mayores que el fondo de la estructura de retención cercana.

3. Movimientos de Edificios Adyacentes.

Se han hecho relativamente pocas mediciones de movimientos de edificios causados por hincada de pilotes. Datos extensos se han acumulado solamente en Chicago y Boston. Ambas ciudades están sobre depósitos de arcilla entre medianas a blandas. La fig. 10 muestra perfiles de suelo típicos para el área del centro de Chicago y el área llamada "Back Bay" en Boston.

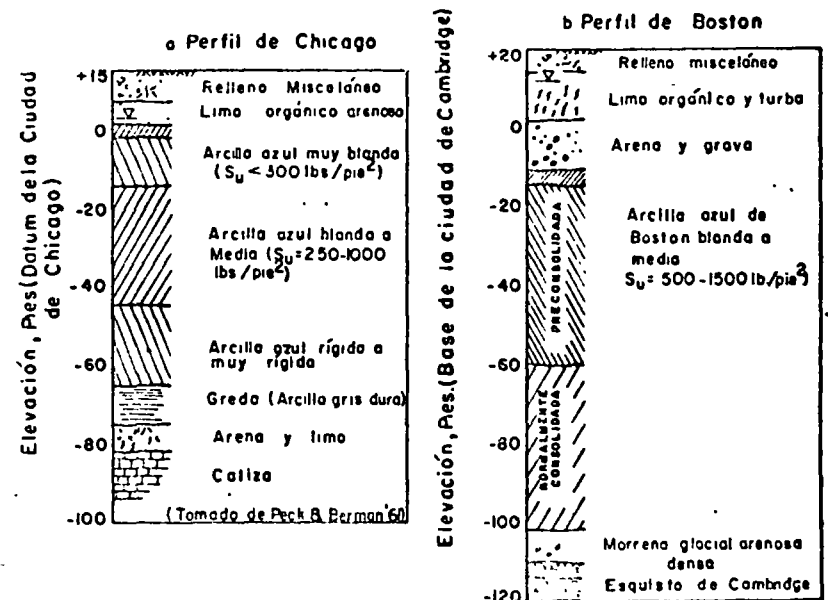


FIG. 10 - PERFILES DE SUELO TÍPICOS PARA CHICAGO Y BOSTON.

Por muchos años era costumbre en Chicago, medir los asentamientos de todas las estructuras dentro de aproximadamente una manzana, alrededor de un nuevo sitio de construcción. Ireland (1955) hizo un vasto estudio de estos datos. Mediciones hechas en un gran número de puntos de observación están resumidos en la fig. 11. La mayoría de las fundaciones de pilotes que se estaban construyendo, eran grupos muy densos de pilotes de madera.

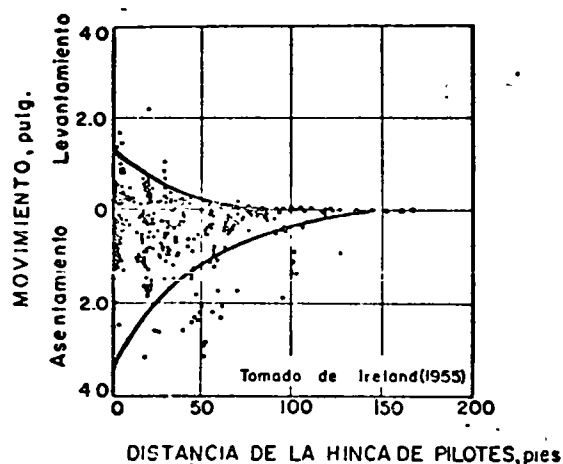


FIG. 11 - MOVIMIENTO DE LAS ESTRUCTURAS CERCANAS CAUSADOS POR LA CONSTRUCCION DE FUNDACIONES DE PILOTES EN CHICAGO.

Desafortunadamente, los datos de Chicago están incompletos y a veces son difíciles de interpretar. La información se obtuvo principalmente de archivos de agrimensores y generalmente solo incluye la fecha de la medición y la elevación del punto de referencia. Generalmente no se anotaban los tipos y elevaciones de las fundaciones de los edificios adyacentes. Más aún, los movimientos anotados eran a menudo el resultado de la combinación de hincada de pilotes y excavación. Excavación acompañada de drenaje, tiende a disminuir el levantamiento máximo del terreno y a aumentar el asentamiento máximo en el área cercana al sitio de construcción. En adición a lo anterior, las mediciones se hacían solamente por el corto período de tiempo de 1/2 a 8 meses y por lo tanto,

en muchos casos, no dan una indicación exacta del levantamiento o asentamiento máximo. A pesar de estas dificultades, la acumulación de datos de la fig. 11 indica claramente que la hinca de pilotes puede estar acompañada de movimientos muy grandes.

La mayoría de los datos de Boston se han obtenido en el recinto de M.I.T. (Lambe y Horn, 1965); (D'Appolonia y Lambe, 1971). Muchos de los edificios más viejos de M.I.T. están fundados en zapatas poco profundas o en pilotes de fricción cortos de madera. Algunos de estos edificios se han asentado hasta 16 pulgadas desde su construcción. Las fundaciones de edificios nuevos han empleado pilotes de tubo de acero hincados en perforaciones pre-taladradas, generalmente usando un taladro de tamaño algo mayor que el diámetro de los pilotes (13 1/2 pulgadas de taladro versus 12 3/4 pulgadas de diámetro de pilote) y hasta una profundidad de unos 15 a 30 pies del fondo del estrato de arcilla (fig. 10b)

En la fig. 12 se muestran los movimientos máximos medidos en edificios sobre fundaciones poco profundas, adyacentes a cuatro sitios de construcción de fundaciones de pilotes. Las mediciones se hicieron en pernos de referencia para asentamientos, colocados en las columnas en sótanos o cerca de la base de paredes exteriores. Levantamientos y asentamientos máximos, están dibujados como función de la distancia del grupo de pilotes más cercano al perno de referencia. Durante la hinca de los pilotes las estructuras adyacentes se levantaron 0.1 a 0.4 pulgadas. Luego los edificios cercanos se asentaron. Los datos dibujados son el asentamiento neto, dos a cinco años después de terminada la construcción. Los asentamientos máximos son del orden de 1.5 pulgadas. Asentamientos medibles ocurrieron a distancias de 100 pies y aun mayores.

En la fig. 12 se muestran también asentamientos medidos en edificios cercanos al edificio de la John Hancock en Boston. Estos datos se tomaron de un informe preparado por Casagrande y Avery (1959). Para este edificio se hincaron pilotes-H de acero de poco desplazamiento, y el perfil de suelo es esencialmente igual al mostrado en la fig. 10b.

Las curvas dadas en la fig. 12 aplican para casos donde pilotes de alta capacidad de carga, se hincan con un mínimo de desplazamiento, a través de 100 pies de arcilla blanda a media, medianamente sensitiva. Para estas condiciones, el movimiento de edificios cercanos se determina por la densidad promedio de pilotes hincados (definida como el número de pilotes por unidad de área de fundación). Mientras menor es el número de pilotes por unidad de área, menor es el movimiento de edificios adyacentes. Las medidas en Chicago se hicieron principalmente

en casos donde se usaron pilotes de madera de baja capacidad y alto asentamiento, en una arcilla similar a la de Boston. Los asentamientos de pilotes en Chicago eran mucho mayores que en los casos de Boston, y aparentemente los movimientos en Chicago fueron mucho mayores que en Boston.

Ademas de los casos de Boston y Chicago, en varias ocasiones se ha informado de movimientos de edificios causados por la hinca de pilotes. Por ejemplo, Bjerrum, (1967) informa que en Drammen, Noruega, no se usan pilotes porque la hinca causa asentamientos dañino en las áreas adyacentes. El cita como ejemplo el edificio de Norge-Bygget, donde la hinca en arcilla, de pilotes friccionantes de madera de 75 pies de largo, causaron que un edificio adyacente, a unos 35 pies del área de la hinca, se asentara más de tres pulgadas.

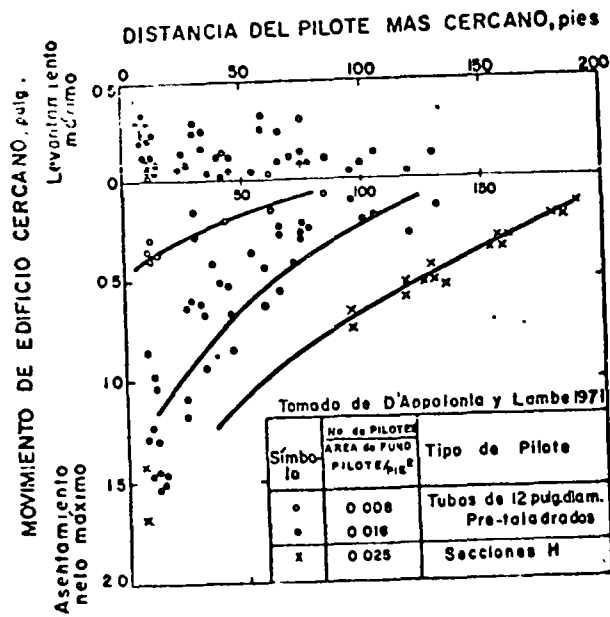


FIG. 12 - LEVANTAMIENTO Y ASENTAMIENTO DE ESTRUCTURAS CERCANAS CAUSADOS POR LA HINCA DE PILOTES DE POCO DESPLAZAMIENTO, EN BOSTON.

En Tokio se realizó un programa para medir movimientos del suelo, causados por la hinca de pilotes en arcillas blandas a medias, en conexión con la construcción de un edificio para intercambio telefónico (Hokugo,

1964). Se hincaron pilotes tipo pedestal de hormigón, de unas 20 pulgadas de diámetro, a través de unos 90 pies de aluvión. Se hicieron observaciones de los movimientos del suelo, porque los diseñadores anticiparon la posibilidad de que la hinca de pilotes, causara la deformación de unos rieles de tren cerca del sitio y produjera daños a edificios cercanos, fundados en pilotes cortos de fricción. Alrededor del área de fundación se instalaron marcadores de asentamiento superficial y artificios para medir desplazamientos horizontales. Antes de continuar con el resto de la construcción, se hincaron una cantidad menor del número total de pilotes requeridos y se evaluaron los movimientos ocurridos. Con estas mediciones iniciales, los ingenieros llegaron a la conclusión de que si se hincaban los pilotes que faltaban, se causarían serios daños a la vía del tren y los edificios adyacentes; de manera pues que modificaron los planes, e instalaron pilastras en perforaciones pre-taladradas, en lugar de muchos de los pilotes que quedaban por hincar.

Los movimientos medidos en Tokio están resumidos en la Fig. 13. El levantamiento del terreno y el desplazamiento lateral en la superficie, fueron bastante grandes. La densidad de pilotes en el área de prueba

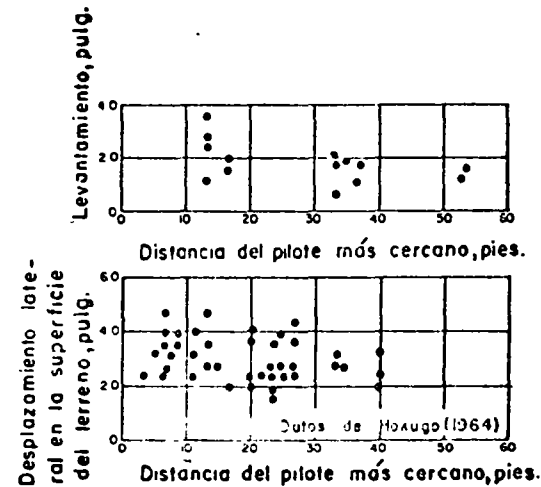


FIG. 13 - MOVIMIENTOS DE LA SUPERFICIE DEL TERRENO Y DEL EDIFICIO DE INTERCAMBIO TELEFÓNICO EN TOKIO.



## EFECTOS DE LA CONSTRUCCION

233

que 0.045 pilotes/pie<sup>2</sup> (se hincaron 63 pilotes), esta densidad es 3 a 6 veces mayor que la densidad de pilotes usada en el recinto de M.I.T. (fig. 11); además, los pilotes de Tokio eran pilotes de gran desplazamiento, mientras que los pilotes de M.I.T. fueron colocados en perforaciones pre-taladradas. De la misma manera, el levantamiento máximo del terreno medido en Tokio es de un orden 10 veces mayor que el medido en Boston.

4. Métodos para Reducir las Presiones de Poro y los Movimientos Causados por la Hinca de Pilotes en Arcilla.

El radio de influencia de una operación de hincado de pilotes, en el área alrededor, es una función de las características de la arcilla penetrada y del espesor de la capa de arcilla. En general, las evidencias indican que a distancias de la hincado de los pilotes, hasta iguales al espesor de la capa penetrada, se deben esperar movimientos. Si un estrato firme superficial está encima de un estrato más débil, el estrato firme de arriba puede ayudar a esparcir el suelo desplazado por los pilotes, sobre un área lateral mayor. Existen algunas evidencias que sugieren el hecho de que las arcillas menos plásticas y más sensitivas, tienen un radio de influencia menor, que las arcillas más plásticas y menos sensitivas. Las arcillas sensitivas pierden resistencia, cuando se les somete a las deformaciones de corte que acompañan la hincado del pilote, y esta reducción en resistencia del suelo, alrededor del pilote, tiende a limitar los desplazamientos horizontales.

Varios factores asociados con las fundaciones de pilotes y las operaciones de hincado en sí, tienen una influencia importante en las presiones de poro y los movimientos inducidos. Estas son: (1) el espaciamiento de los pilotes, (2) el tipo de pilotes, (3) el método de instalación de los pilotes, y (4) el orden en que se hincan los pilotes. El diseñador de la fundación y el contratista, generalmente tienen cierta libertad para controlar cada uno de estos factores.

El tipo de pilotes usado y el espaciamiento requerido son variables interrelacionadas. Los datos de Boston para pilotes de poco desplazamiento, muestran claramente que el espaciamiento de los pilotes es una variable importante. Mientras menor es el número de pilotes por unidad de área, menores son los movimientos del terreno adyacente. El tipo de pilotes usado puede también ser importante. Pilotes con un área transversal grande desplazan un volumen de suelo mayor, que pilotes con un área transversal menor.

Para reducir los efectos detrimentes de la hincado de pilotes, debe mantenerse al mínimo el volumen de suelo desplazado por los pilotes. Una alternativa es el usar pilotes-H de acero, de poco desplazamiento; y otra alternativa es el colocar los pilotes en perforaciones pre-taladradas.

En la fig. 12 se muestran evidencias algo indirectas de que el pre-taladrado, es efectivo en cuanto a reducir la perturbación al suelo. Los pilotes de tubo de acero de alto desplazamiento, usados en M.I.T., causaron asentamientos menores, que los pilotes de acero de poco desplazamiento usados para el edificio de la John Hancock; aunque el número de pilotes por unidad de área de fundación fue también menor en M.I.T. La fig. 14 muestra en forma más directa el hecho de que al pre-taladrado, se reduce grandemente la perturbación al suelo. Los datos se tomaron de tres sitios de construcción en M.I.T. El exceso de presión de poro medido en cualquier momento, durante la hincado de los pilotes, dividido por el esfuerzo vertical efectivo de sobrecarga, se dibujó como una función de la elevación. También se muestra el exceso de presión de poro máximo que se puede generar teóricamente, durante falla al corte no drenada, a base de aumentar el esfuerzo lateral total (fig. 5). Los puntos representados por los símbolos sólidos, son para los casos en que las perforaciones se pre-taladraron hasta más o menos la elev. - 85 pies. Debajo del nivel pre-taladrado, el exceso de presión de poro máximo medido y el teórico son casi iguales. Por encima del nivel pre-taladrado, el exceso de presión de poro máximo medido es igual a más o menos un 50% del valor teórico máximo. Estos datos son para piezómetros a más o menos 10 pies del pilote más cercano. El símbolo abierto (en elev. - 95) es para un sitio donde los pilotes se hincaron adyacentes a una chimenea alta, soportada en una fundación poco profunda. Para reducir los movimientos a un mínimo absoluto en este sitio, las perforaciones se pre-taladraron completamente a través de toda la capa de arcilla. Un pilote se hincó a solo 3 pies del piezómetro, y sin embargo, el exceso de presión de poro máximo fue muy pequeño; tan solo un 20% del valor máximo teórico.

La secuencia en la hincado de pilotes, puede también tener una influencia importante en la distribución de presión de poro y los movimientos inducidos. La presencia de pilotes ya hincados, tiende a hacer que el área alrededor sea más rígida y menos deformable. Debido a este aumento en rigidez, los desplazamientos que acompañan al siguiente hincado no son iguales en todas las direcciones. Los pilotes previamente hincados actúan como una barrera, y los desplazamientos son mayores en la dirección opuesta a la zona más rígida, alrededor de los pilotes hincados. Estas deducciones se han confirmado con

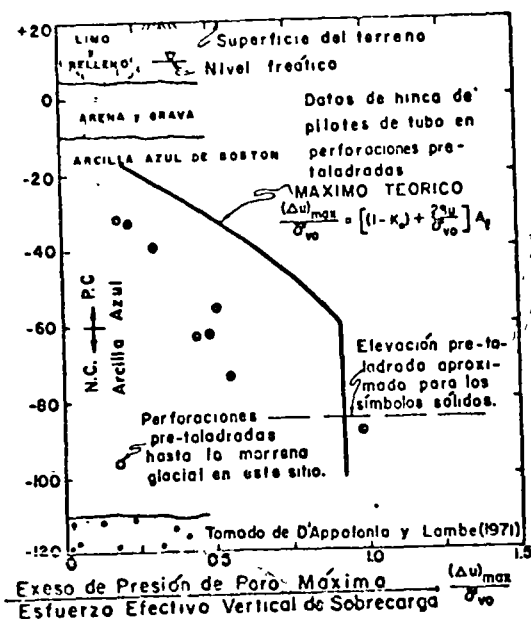


FIG. 14 - COMPARACION DE EXCESO DE PRESIONES DE PORO INDICATIVAS DE LA EFECTIVIDAD DEL PRE-TALADRADO ANTES DE LA HINCA DE PILOTES.

mediciones de campo (Hokugo, 1964; Hagerty, 1969; D'Appolonia y Lambe, 1971). Por lo tanto, para minimizar el desplazamiento de edificios adyacentes, se deben hincar primero los pilotes más cercanos a la estructura, y luego proceder hacia afuera con la hincada del resto de los pilotes.

#### D. RESUMEN

La hincada de pilotes dentro de 20 ó 30 pies de una estructura existente, es potencialmente un problema, pues se han medido movimientos grandes dentro de esta distancia, sin importar las condiciones de suelo. Bajo ciertas condiciones, tales como la hincada de pilotes a través de un depósito profundo de arcilla blanda, pueden ocurrir movimientos grandes a distancias aún mucho mayores.

Las vibraciones causadas por la hincada de pilotes pueden compactar suelos granulares. Arenas finas uniformes, sueltas y saturadas, parecen ser las más susceptibles a asentamientos por vibraciones. Sin embargo, se ha informado de casos en los que ocurrieron movimientos grandes, cuando se hincaron pilotes a través de arenas medianas a densas. Es más factible disminuir el nivel de vibraciones, que reducir el volumen de suelo desplazado, para reducir los movimientos. Con la acción de un chorro de agua a presión frente al pilote y el uso de martillos más livianos, se pueden también reducir las vibraciones.

La hincada de pilotes en arcillas blandas a medias, causa un aumento en presión de poro y levantamiento de la superficie. Luego, la superficie del terreno se asienta a medida que las presiones de poro se disipan. El resultado neto es generalmente un asentamiento. Movimientos importantes pueden esperarse a distancias, hasta iguales, al espesor de la capa de arcilla penetrada. Una forma efectiva para reducir los movimientos, es el uso de pilotes de alta capacidad de carga y poco desplazamiento, o de pilotes colocados en perforaciones pre-taladradas. La secuencia en la hincada de los pilotes debe controlarse, y proceder en dirección hacia afuera de las estructuras cercanas.

#### IV MOVIMIENTOS CAUSADOS POR DRENAJE

##### A. INTRODUCCION.

Cuando se hace una excavación por debajo del nivel freático, es necesario bajar el nivel de las aguas subterráneas. La excavación en suelos permeables requiere alguna forma de bombeo, mientras que las excavaciones en suelos impermeables, a menudo no requieren bombeo, porque la cantidad de agua que fluye hacia dentro de la excavación es muy pequeña. Sin embargo, en todos los casos, las presiones de poro de equilibrio en las fronteras de la excavación cambian y este cambio puede resultar en movimientos del terreno adyacente. Los movimientos pueden ser ocasionados por la erosión del suelo, que acompaña a un escurrimiento sin control, o por consolidación.

Las arenas y los limos son muy susceptibles a erosión por escurrimiento. Los problemas surgen más comúnmente por el bombeo sin cuidado de sumideros o zanjas, o por no prevenir la erosión de suelo, a través de escapes en los muros de retención provisionales. Los asentamientos problemáticos que ocurren durante la excavación en suelos no cohesivos, son casi invariablemente debidos a una falta en el control adecuado del flujo de las aguas subterráneas (Peck 1969).

Bajo ciertas condiciones, el drenaje puede causar grandes asentamientos por consolidación. El bombeo de un estrato de arena, puede reducir las presiones de poro a grandes distancias de una excavación. Si el subsuelo contiene estratos compresibles de arcilla o limo, el drenaje causa la consolidación de estos estratos blandos.

#### F. MOVIMIENTOS DEBIDO A EROSION Y PERDIDAS DE SUELO.

De acuerdo a Peck (1969), los asentamientos grandes y erráticos debidos al flujo o migración de arenas hacia una excavación, son comunes. El sifonaje puede llevar a fallas catastróficas, porque los movimientos a menudo ocurren rápidamente y resultan en asentamientos diferenciales grandes.

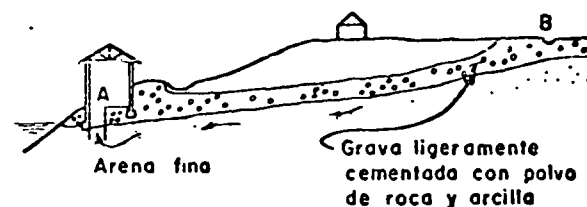
Las fallas por sifonaje pueden estar causadas por dos procesos diferentes. Por una parte, pueden ser debidas a la erosión subterránea progresiva, que empieza en manantiales y progresa, formando un tubo o caverna, alejándose de la excavación a lo largo de algun estrato. El hundimiento del terreno adyacente ocurre cuando el techo de la caverna se derrumba. Por otra parte, las fallas por sifonaje tambien pueden ser iniciadas por el levantamiento del terreno, que ocurre cuando la presión del agua subterránea, debajo del fondo de la excavación, es mayor que el peso del suelo o sobrecarga. En este caso, el fondo se levanta y el suelo empieza a bullir. A medida que el suelo escapa del interior del subsuelo bajo la base de la excavación, el terreno afuera de la excavación se asienta.

Mientras el mecanismo de sifonaje se puede comprender con la ayuda de análisis teóricos de flujo, los gradientes requeridos para producir el sifonaje en depósitos naturales de suelo, dependen de detalles geológicos, y características accidentales de los métodos de construcción, que no es posible conocerlos con anterioridad. En la realidad, el sifonaje comienza generalmente a un gradiente promedio menor, que el gradiente crítico predicho por la teoría. Por lo tanto, los análisis teóricos solo sirven, principalmente, como una ayuda para formar criterios en el diseño y para planear la vigilancia durante la construcción.

Terzaghi y Peck, (1968) dan varios ejemplos de fallas por sifonaje causadas por erosión subterránea. Ellos dicen que el sifonaje puede ocurrir en formaciones de suelo muy diferentes, pero que el sifonaje, en cada instancia, tiene dos características en común. Primero, el material encima de la caverna siempre tiene algun grado de cohesión, la suficiente para formar el techo sobre el tunel de erosión. Segundo, el hundimiento del techo ocurre a una distancia considerable del extremo de

descarga del tunel, lo cual indica que la capacidad erosionante de un manantial aumenta, a medida que la longitud del tunel aumenta.

El siguiente caso descrito por Terzaghi y Peck, (1968) ilustra estos puntos. La fig. 15 muestra una sección transversal, a través de un estrato de grava ligeramente inclinado, que descansa en un estrato profundo de arena fina uniforme y suelta. En el sitio A, se hizo una excavación para la fundación de una maquinaria nueva. Aun cuando la excavación estaba rodeada con una tabletaca que se extendía por debajo del nivel final de la excavación, la bomba descargaba una mezcla de arena y agua. El edificio se derrumbó antes de que se completara la excavación. Al mismo tiempo apareció un hundimiento de 3 pies de profundidad y 20 pies de diámetro en el sitio B, que está a unos 300 pies de la excavación. Entre A y B la superficie del terreno permaneció intacta. El hundimiento fue causado por la transportación de suelo por un conducto subterráneo relativamente estrecho, localizado probablemente justamente debajo del estrato de grava, porque la grava que estaba ligeramente cementada, era capaz de formar el techo del conducto subterráneo.



Tomado de Terzaghi y Peck (1968)

FIG. 15 - EROSION SUBTERRANEA PRODUCIDA POR EL BOMBEO SIN CONTROL DE UN SUMIDERO ABIERTO.

Ireland (1955), y Peck y Berman (1961) describen varios ejemplos en Chicago, de asentamientos causados por erosión subterránea, durante la excavación para pilares de fundación. El perfil de suelos en Chicago se muestra en la fig. 10a. Los pilares de fundación comunmente se taladran o son excavados a mano sin entubado o envoltura, a excepción de cerca de la superficie del terreno, por encima de la arcilla. Antes de 1900, la mayoría de los pilares de fundación se colocaban a unos 65 pies bajo el nivel del lago, sobre el estrato duro de grada o turba.

A comienzos de este siglo, para poder manejar cargas mayores de edificios, los pilares de fundación hasta la roca se usaban con mayor frecuencia. En los sitios donde la greda está sobre depósitos acuíferos no-cohesivos de arenas y limos, a menudo fluían grandes cantidades de agua hacia adentro de la excavación abierta, arrastrando suelo y socavando la base del estrato de greda. El sifonaje frecuentemente resultaba en asentamientos dañinos de estructuras adyacentes fundadas sobre la greda. Estos problemas aceleraron el uso de pilares de fundación apoyados en la roca, aun cuando las estructuras nuevas eran lo suficientemente livianas como para que se pudiesen fundar en el estrato de greda. El constructor de una estructura nueva le proporcionaba pilares de fundación apoyados en la roca, para protegerla contra daños futuros.

Los mecanismos de la falla por sifonaje, causada por levantamiento, fueron desarrollados por Terzaghi (1942). La fig. 16 muestra una sección transversal a través de una excavación entibada con una tablestaca metálica, soportada lateralmente por carreras y puntales. El bombeo dentro de la excavación causó un flujo de agua a través del suelo, hacia el fondo de la excavación. El suelo por la parte de adentro de la tablestaca se mantiene en equilibrio, siempre y cuando la presión de agua que actúa en la base de esta zona de levantamiento potencial, sea menor que el peso total del suelo de encima. Si el esfuerzo efectivo en el suelo disminuye a cero, la descarga de agua dentro de la excavación aumenta, a medida que el suelo se levanta. La superficie empieza a bullir y esto socava el suelo que está fuera de esta zona. La erosión del suelo hace que el terreno afuera de la zona de excavación se asiente, y puede hasta causar el colapso de la excavación,

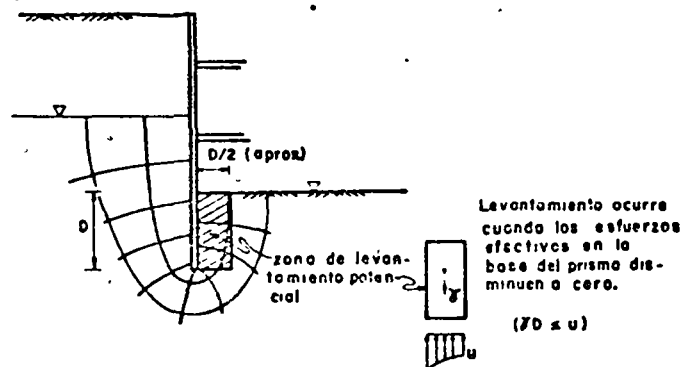


FIG. 16 - CARGA CRITICA REQUERIDA PARA CAUSAR SIFONAJE POR LEVANTAMIENTO

debido a la pérdida de suelo, que servía de soporte lateral a la base de la muralla de retención. Tal como se indica en la fig. 16 la posibilidad de una falla de sifonaje por levantamiento puede evaluarse usando un análisis teórico de flujo.

Sin embargo, las condiciones del flujo actual en el campo, están influenciadas en alto grado por irregularidades geológicas, y por lo tanto se recomienda usar un factor de seguridad alto.

Prentis y White (1950)

describen una falla debida a sifonaje por levantamiento. Se realizó una excavación para el Metro de Nueva York en arena fina y limo grueso, cerca de un edificio fundado sobre pilotes cortos, tal como muestra la fig. 17. Un tablestacado metálico fue hincado en los bordes de la excavación, y el agua subterránea fluyó hacia dentro de la excavación por debajo de la tablestaca. Estas condiciones llevaron a una bullición en el fondo de la excavación, y causó que las zapatas de los edificios adyacentes se asentaran unas 6 pulgadas.

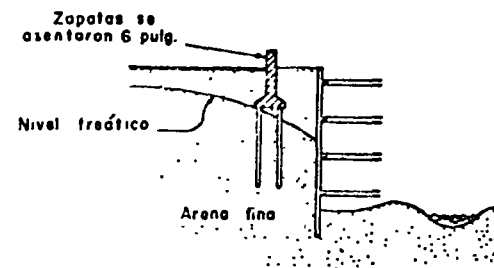


FIG. 17 - EJEMPLO DONDE ASENTAMIENTO DE EDIFICIO ADYACENTE SE DEBIO A SIFONAJE POR LEVANTAMIENTO.

Para evitar fallas debido a erosión subterránea, el flujo de aguas se debe tener bajo completo control. Una vigilancia cuidadosa debe siempre llevarse a cabo para detectar manantiales tan pronto como aparezcan. Si los suelos finos son arrastrados hacia afuera, los manantiales se deben entonces proteger con filtros o las paredes de los sumideros cubrirse con tablestacas.

Varias medidas se pueden emplear para evitar sifonaje por levantamiento. El uso de pozos filtrantes "well-point" generalmente evita que el escurrimiento aparezca en la superficie, y por lo tanto elimina la posibilidad de manantiales y bulliciones del suelo. También se puede hincar la tablestaca a mayor profundidad, de manera que el gradiente de escurrimiento se reduzca, a lo largo de la cara interior de la tablestaca. Una tercera medida es el

usar una tablestaca permeable, en lugar de una impermeable, y permitir un flujo controlado a través de la muralla, para así reducir la carga hidráulica total. Este procedimiento fue usado con éxito en una sección de la excavación para el Metro, cercana a la mostrada en la fig. 17 (Prentis y White 1950). Los muros de retención consistieron de pilotes de acero hincados verticalmente y soleras de madera, con espacios entre los tablonés. Estos espacios se rellenaron con forraje para evitar erosionar la arena. La excavación en la sección con la tablestaca permeable no produjo movimientos detectables.

### C. MOVIMIENTOS DEBIDO A COMPRESION DEL SUELO.

El bombeo de sumideros o pozos, causa una reducción en presiones de poro y un aumento correspondiente en esfuerzos efectivos en el suelo alrededor. En las operaciones normales de drenaje en suelos granulares, el aumento en esfuerzo efectivo es muy pequeño como para causar una consolidación significativa, a excepción del caso de las arenas sueltas. Sin embargo, cuando estratos de arcilla blanda, limos o materia orgánica, están presentes, el bajar el nivel de aguas subterráneas, puede causar grandes asentamientos sobre áreas extensas. Como ejemplo extremo, en el valle de Santa Clara en California, el bombeo de pozos profundos en estratos acuíferos de arena, los cuales están alternados con estratos de arcilla, han causado el asentamiento de una gran área, con un valor máximo de más de 30 pies.

Hoy día se comprenden bien las causas físicas de los asentamientos que están asociados con la reducción en presión de poro, que acompañan al bombeo. La fig. 18 muestra dos casos típicos, donde el drenaje llevó a asentamientos de un estrato de arcilla compresible. La presión de poro en la arena bajó rápidamente después de empezar el bombeo, pero debido a su baja permeabilidad, la presión de poro en la arcilla no responde inmediatamente. La distribución inicial de presión de poro, antes del drenaje, está indicada por las líneas sólidas en la fig. 18, y la condición de equilibrio de escurrimiento estable, en la arcilla, hacia el estrato de arena, está indicado por las líneas punteadas. Inicialmente existe un exceso de presión de poro en la arcilla, relativa a la condición de escurrimiento estable, y luego, a medida que la presión de poro se disipa, el esfuerzo efectivo aumenta, (el esfuerzo vertical total se mantiene más o menos constante) y la arcilla se consolida. La magnitud y la velocidad de consolidación de la arcilla, pueden computarse de la teoría de consolidación y los resultados de pruebas de laboratorio. Generalmente, el problema mayor en evaluar el asentamiento, envuelve el estimar la extensión lateral del bajado en el nivel freático en el

estrato de arena. Un segundo problema ha sido el que la velocidad de consolidación se estima en defecto, cuando se usa la teoría de consolidación y las propiedades de la arcilla, determinadas en pruebas de consolidación unidimensional. Se han citado muchos casos, donde el drenaje es la causa de asentamiento de estratos de arcilla y daños a edificios cercanos. Los siguientes párrafos describen dos de estos casos, los cuales indican algunos de los problemas que pueden encontrarse y algunas de las medidas que se pueden tomar para limitar los asentamientos asociados con drenaje. El primer caso resume experiencias de drenaje en el recinto de M.I.T., donde estratos de arcilla profundos, están por debajo de estratos de arena cercanos a la superficie. Las condiciones son análogas a las mostradas en la fig. 18a. El segundo caso es el de una excavación para el Metro en la ciudad de Boston. En este sitio, un estrato de limo compresible está por encima de un depósito permeable de morrena glacial. Para este segundo caso, las condiciones de suelo son análogas a las mostradas en la fig. 18b.

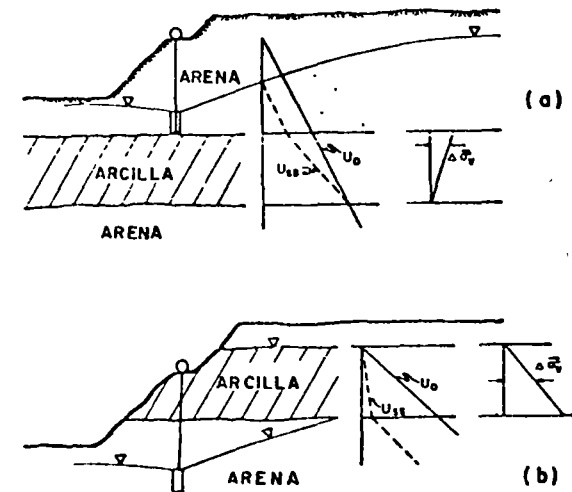


FIG. 18 - CAMBIOS EN PRESION DE PORO Y ESFUERZO EFECTIVO CAUSADOS POR DRENAJE.

Un perfil de los suelos superficiales en el recinto de M.I.T. está dado en la fig. 19. Las fundaciones poco profundas generalmente se colocan en los estratos de arena

y grava. La arena está por debajo del nivel freático y es necesario drenarla para permitir la excavación y construcción de fundaciones. El bajar las cargas hidráulicas en el estrato de arena, causa consolidación de la arcilla, y asentamiento de los edificios vecinos soportados en fundaciones poco profundas.

Los dos métodos de excavación y drenaje usados en el recinto de M.I.T., están también ilustrados en la fig. 19. Donde el espacio lo permite, las excavaciones a cielo abierto se hacen con la ayuda de pozos filtrantes tipo "well-point", para bajar el nivel de las aguas subterráneas en la arena. Cuando la construcción es en un área confinada o estrecha, las excavaciones se hacen dentro de represas encofradas. El pilotage para la represa encofrada, se hincan a través de la arena y dentro de la arcilla, de manera tal que sella el flujo de agua hacia adentro de la excavación. Excavaciones a cielo abierto con drenaje de "well-point", son generalmente más económicas que excavaciones dentro de represas encofradas.

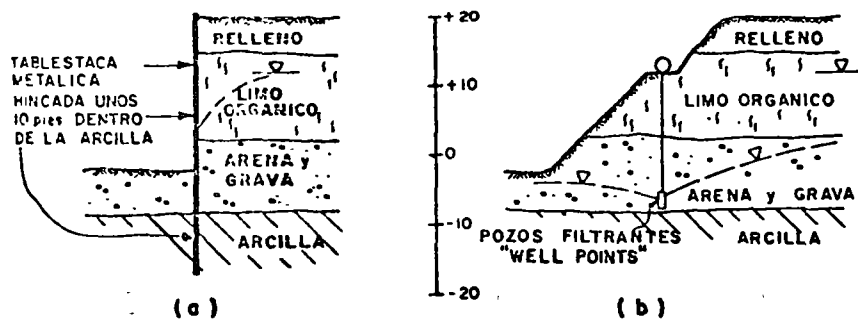


FIG. 19 - METODO DE EXCAVACION Y DRENAJE EN EL RECINTO DE M.I.T.

Hasta hace poco los ingenieros creían que el drenaje con "well-point", desde el estrato de arena en M.I.T. rebajaría el nivel freático solamente en la vecindad de la excavación. Mediciones hechas en pozos de observación han demostrado que esta creencia es incorrecta. La fig. 20 muestra curvas de bajado del nivel freático, medidas durante drenaje con "well-point" en cuatro sitios. Los datos indican que el drenaje para una excavación poco

profunda en arena, puede retracer el nivel de aguas subterráneas, a una distancia considerablemente grande.

El drenaje del estrato de arena ha causado asentamientos menores y agrietamiento de muchos edificios en el recinto de M.I.T. Datos de asentamiento en uno de estos casos están dados en la fig. 21. Las consecuencias de las mediciones de este tipo, han sido el que no se permita ya más bombeo, no restringido, de aguas subterráneas. Por otra parte, tablestacas o cortinas de acero, hincadas a través de la arena y dentro de la arcilla, han sido muy efectivas en cuanto a limitar la extensión del área del bajado del nivel de las aguas subterráneas. Tal como muestra la fig. 20, el nivel de aguas cerca de una excavación entibada, baja solamente una pequeña cantidad.

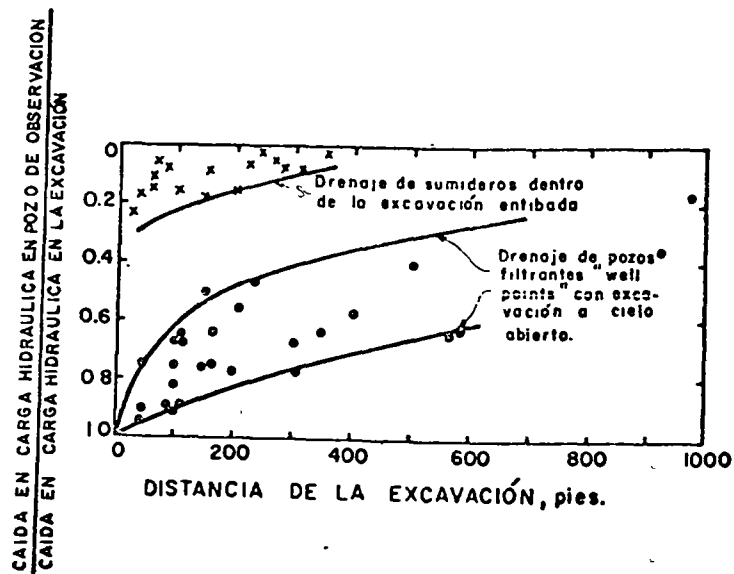


FIG. 20 - CURVAS DE DESCENSO DE LA NAPA FREATICA DEBIDO A OPERACIONES DE DRENAJE EN EL RECINTO DE M.I.T.

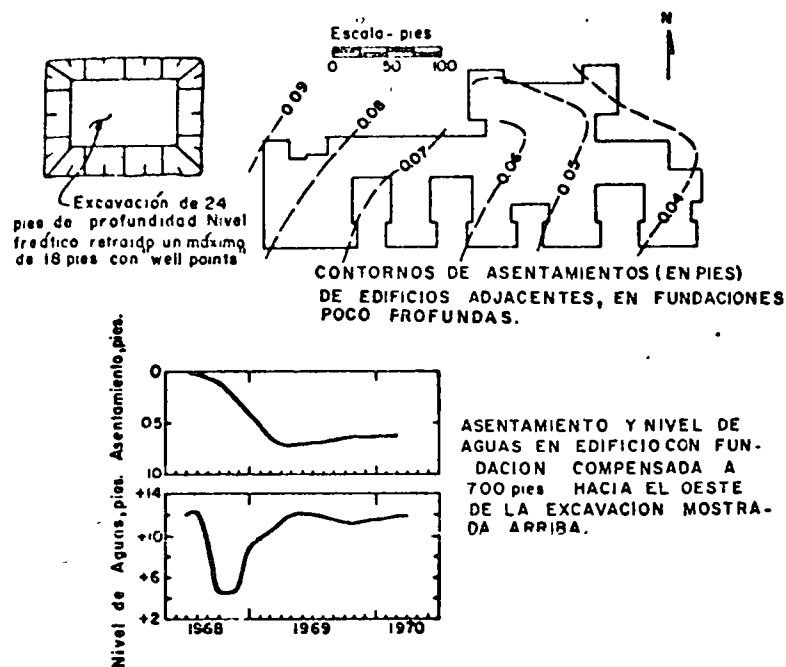


FIG. 21 - ASENTAMIENTO DE EDIFICIOS DE M.I.T. CAUSADO POR DRENAJE DE "WELL POINTS".

El segundo caso envuelve la excavación para el Metro de la ciudad de Boston, descrito por Lambe (1970). El perfil de suelo en la sección de prueba instrumentada está mostrado en la fig. 22. El estrato superior es un relleno, una mezcla suelta de grava, arena, limo y arcilla. Debajo del relleno está un estrato de limo orgánico compresible que contiene residuos de conchas marinas. El estrato de morrena glacial es bastante errático y consiste de planos estratificados de arcilla arenosa y arenas densas y gravas. La roca madre es una intrusión volcánica dura y llena de juntas. Tal como indica la fig. 22, el perfil de suelo varía considerablemente en la dirección horizontal.

El flujo hacia dentro de la excavación, se recogía en sumideros y se bombeaba hacia afuera. Debido a la presencia del limo orgánico compresible y la existencia de estructuras cercanas importantes, se le requirió al contratista el mantener la carga hidráulica total en el

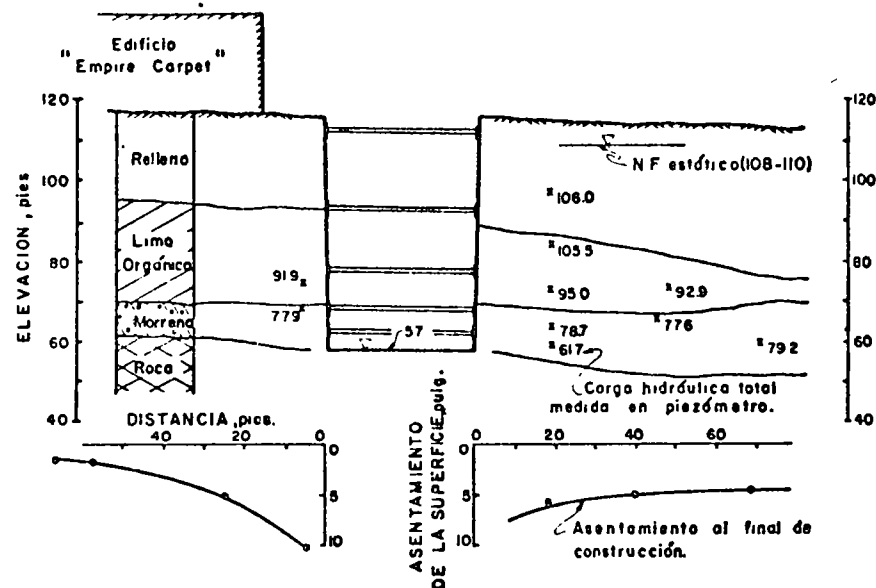


FIG. 22 - SECCION TRANSVERSAL EN EXCAVACION PARA METRO DE BOSTON, MOSTRANDO CAMBIOS EN CARGA HIDRAULICA TOTAL Y ASENTAMIENTO SUPERFICIAL CAUSADO POR LA EXCAVACION Y EL DRENAJE.

depósito de morrena glacial, fuera de la excavación, en un valor de 95 pies o más. El valor de carga hidráulica total estática, antes de la construcción, era de unos 110 pies. Tal como indican las mediciones en piezómetros en la fig. 22, el contratista no pudo cumplir esta especificación. La fig. 22 también muestra el asentamiento de la superficie del terreno adyacente a la excavación. Lambe et al. (1970) estiman que unos dos tercios del asentamiento se debió a consolidación del limo orgánico, causado por la reducción en presión de poro. El asentamiento dañó severamente el edificio adyacente.

El contratista tuvo muchos problemas en su esfuerzo para mantener la carga hidráulica total especificada, en el depósito de morrena glacial. En primer lugar intentó hincar la tablestaca metálica aproximadamente 10 pies por debajo del nivel final de la excavación. En varios sitios, incluyendo la sección de prueba, esto no fue posible

debido a la presencia de la roca. En la sección de prueba, la cortina llegó al rechazo a unos 2 a 4 pies por encima del nivel del fondo de la excavación. En muchos lugares la cortina fue malamente dañada. El contratista instaló un gran número de pozos, para recargar el nivel freático en el estrato glacial, pero estos esfuerzos resultaron ser ineficientes. En un intento para controlar el escurrimiento hacia la excavación, se trató inyectar una substancia sellante en el depósito glacial. Estos esfuerzos tampoco tuvieron éxito, en el sentido de que la carga hidráulica total continuó decreciendo. Aun con todos estos esfuerzos, la presión de poro disminuyó a un valor bajo, en el depósito glacial. Rajamientos en la cortina de acero y el hecho de no poder hincarla a través del depósito glacial, permitió el flujo de agua en sentido horizontal, hacia dentro de la excavación, a través del estrato de grava permeable. Debido a que el depósito glacial era errático en naturaleza, pozos para recargarlo y operaciones para sellar este estrato resultaron ser relativamente ineficientes. Grandes cantidades de agua también fluyeron dentro de la excavación, a través de juntas en la roca.

#### D. RESUMEN

La erosión subterránea, causada por métodos inadecuados de control de aguas subterráneas durante excavación, ha sido la causa mayor de asentamientos grandes y erráticos, que acompañan a la excavación en suelos no cohesivos. Debido a que la ocurrencia del sifonaje, depende grandemente de factores accidentales de construcción y detalles geológicos, que no pueden predecirse con confianza, es a menudo preferible rebajar el nivel de aguas subterráneas con pozos filtrantes tipo "well-point" o con pozos profundos, antes de la excavación. Si una excavación es drenada a base de bombeo de sumideros o trincheras, deberá mantenerse una vigilancia cuidadosa, para asegurarse de que manantiales erosionantes no pasan inadvertidos.

El bajar el nivel freático, puede causar la consolidación de arcillas y limos compresibles. Métodos tales como la inyección de substancias sellantes, pozos para recargar hidráulicamente un estrato y el uso de tablestacas metálicas, se pueden usar para limitar la extensión del bajado en el nivel freático. Sin embargo, a veces estos procedimientos producen resultados desalentadores.

#### V. MOVIMIENTOS CAUSADOS POR EXCAVACION

##### A. INTRODUCCION

Debido a restricciones de espacio, las excavaciones grandes para fundaciones en áreas urbanas, requieren

generalmente cortes verticales con un sistema de soportes lateral. El requerimiento primordial al sistema de soporte, es el prevenir movimientos grandes o el colapso de las paredes de la excavación. Procedimientos comprobados de diseños semi-empíricos, están a la disposición del ingeniero para cumplir estos requerimientos (Terzaghi y Peck, 1968). No obstante, cuando hay edificios, utilidades subterráneas y calles adyacentes a un sitio de excavación, los requerimientos de diseño son muchos más exigentes, porque es necesario restringir los movimientos permisibles.

Este capítulo considera la naturaleza y magnitud de los movimientos asociados con excavación a cielo abierto, del tipo comunmente usado en la construcción de fundaciones. Estas incluyen muros construidos con pilotes verticales y soleras horizontales, tablestacas o cortinas de acero y muros de hormigón vaciados in-situ; soportados con entibación interna o tirantes anclados. Peck (1969) presentó un tratado amplio de esta materia en La Séptima Conferencia Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones. El informe de Peck, sin dudas, seguirá siendo el documento más sobresaliente sobre excavaciones profundas, por muchos años en el porvenir.

##### B. MOVIMIENTOS CARACTERISTICOS.

###### 1. Generalidades

La excavación remueve una masa de suelo y agua y produce una reducción de esfuerzos totales en los lados y el fondo del corte. En muchos casos, el nivel de aguas subterráneas se baja, para facilitar la remoción del suelo y la construcción dentro de la excavación. La reducción en esfuerzos totales durante la excavación, hace que el suelo se mueva hacia dentro de la excavación, y hacia arriba en el fondo. El movimiento hacia arriba del fondo está acompañado por un movimiento hacia dentro del suelo que está, por debajo del nivel de la excavación. A medida que estos movimientos ocurren, el suelo adyacente a la excavación sufre desplazamientos laterales y asentamientos. El asentamiento del terreno adyacente está relacionado con el movimiento hacia dentro, tanto por encima como por debajo del nivel de la excavación, a lo largo de las paredes del corte.

Un gran número de factores interrelacionados, influyen en la magnitud y distribución de los movimientos que acompañan a la excavación. Los movimientos dependen de las dimensiones, especialmente de la profundidad de la excavación; las condiciones de suelo; la rigidez, método y secuencia en la instalación del sistema de soporte lateral; el tiempo que la excavación permanece



abierta, y los detalles de construcción y pericia en la mano de obra. Tal como se discutió en el capítulo IV, el método de control de las aguas subterráneas, puede tener un efecto importante en los movimientos que ocurren.

La instalación de puntales laterales, está siempre precedida por la excavación hasta el nivel de acodalamiento. Por lo tanto, al estudiar la influencia relativa de los factores que controlan el comportamiento general de una excavación, resulta útil el diferenciar entre, movimientos que ocurren debajo del nivel de excavación, y movimientos que ocurren por encima del nivel de excavación.

Una vez que la excavación ha pasado de cierta elevación, los movimientos que ocurren hacia dentro, por encima de esa elevación, están controlados enteramente por los detalles del entibado, esto es: el espaciamiento vertical y horizontal de los codales o puntales, el esfuerzo en los puntales, el intervalo de tiempo antes de acuñarlos en su posición y la calidad de la mano de obra. A menos que se le preste cuidadosa atención a estos detalles, los movimientos laterales por encima del nivel de excavación, pueden constituir un alto porcentaje de los movimientos laterales totales.

Los movimientos que ocurren por debajo del nivel de excavación están determinados por la resistencia combinada, a movimientos hacia dentro, de la porción enterrada de la tablestaca y del suelo bajo la base del corte. Ambos factores pueden ser importantes. Teóricamente, si la porción enterrada de la cortina se extiende a una profundidad suficientemente grande, por debajo del fondo del corte, y es lo suficientemente rígida como para resistir el momento flexor causado por el empuje de suelo, que actúa en la cara de afuera de la cortina; entonces, no ocurrirán movimientos laterales del suelo fuera de la excavación, no importa cuales sean las propiedades del suelo. Como cuestión práctica, un muro que posea esta rigidez no se puede instalar antes de cierta excavación. Por lo tanto, los movimientos dependen principalmente de las propiedades del suelo. Si el suelo inmediatamente debajo de la base de la excavación, debe sufrir grandes deformaciones para desarrollar la resistencia pasiva, o si el suelo no puede desarrollar suficiente resistencia pasiva, el movimiento del suelo hacia dentro de la excavación, y el asentamiento resultante del terreno, serán grandes.

2. Movimientos Relacionados al Tipo de Suelo.

Debido a la naturaleza compleja de los cambios en esfuerzo causados por la excavación, además de la presencia de variables tales como la pericia en la mano de

obra, que son difíciles de predecir o controlar; no se pueden hacer predicciones cuantitativas precisas de los movimientos del suelo, basándose en pruebas de suelo y análisis teórico solamente. Mediciones de campo evaluadas, son el factor clave para hacer predicciones y guiar el criterio. Durante la última década, una cantidad sustancial de datos de campo se han puesto a la disposición. Los datos incluyen mediciones de movimiento lateral de los muros y/o asentamientos medidos en la superficie del terreno y en edificios cercanos. Casi todos los datos se han obtenido para excavaciones entibadas con pilotes paralelos y soleras, o tablestacas metálicas. Para estos tipos de construcción, el carácter del suelo alrededor tiene una influencia preponderante en el comportamiento.

En esta evaluación de movimientos laterales y asentamientos, asociados con excavación, Peck, (1969) clasificó los datos obtenidos de acuerdo a cuatro tipos principales de suelos: arena no-cohesiva, suelo granular cohesivo, arcilla rígida y arcilla blanda a media. A estos pueden añadirse los limos compresibles, porque aun cuando se le encuentra bastante a menudo, estos no caen claramente dentro de ninguna de las clasificaciones arriba mencionadas.

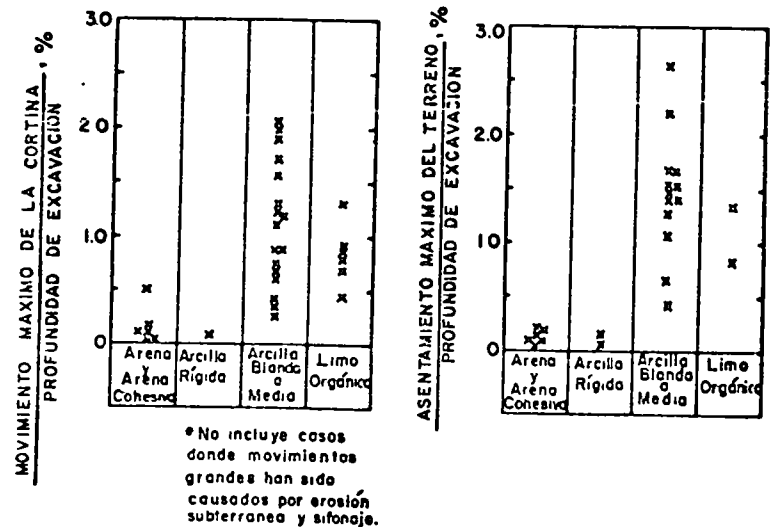


FIG. 23 - DISTRIBUCION DE LA FRECUENCIA DE LOS MOVIMIENTOS MAXIMOS DEL SUELO CAUSADOS POR EXCAVACION ENTIBADA CON PARALES DE ACERO Y ENTABLADO O TABLESTACA METALICA.

La figura 23 resume los movimientos máximos medidos durante excavaciones en varios tipos de suelo. La figura contiene datos de un número de casos estudiados, además de los incluidos por Peck (1969).

A excepción del comentario relacionado a limos orgánicos, los siguientes párrafos contienen las conclusiones de Peck, respecto a los movimientos causados por excavación, en terrenos adyacentes. Los datos y observaciones son para excavaciones entibadas con pilotes y soleras o con tablestacas metálicas, sostenidos con puntales atravesados, inclinados o con tirantes anclados.

Arena no cohesiva y suelo granular cohesivo - En estos materiales, solo existe un puñado de casos disponibles, en los cuales se han medido los movimientos. Estos pocos estudios sugieren que los movimientos son pequeños, siempre y cuando el nivel de aguas subterráneas esté por debajo del fondo de la excavación, o que esté bajo completo control.

Peck resumió tres casos, donde los suelos consistían de arena densa o arena densa interestratificada con arcilla arenosa rígida o arena arcillosa densa. Aun cuando dos de las excavaciones eran de más de 60 pies de profundidad, los movimientos hacia dentro de la cortina de acero fueron pequeños, del orden de una pulgada o menos. La evidencia muestra que los movimientos son pequeños si los puntales se pre-esfuerzan adecuadamente. Terzaghi y Peck (1969) expresan que el asentamiento máximo, en arenas sueltas y gravas, puede ser del orden de 0.5% de la profundidad de la excavación.

Arcilla blanda y media - Se han hecho un número considerable de mediciones de campo, de los movimientos laterales y asentamientos laterales causados por excavación en arcillas plásticas. Los movimientos máximos hacia dentro, de la tablestaca metálica, y los asentamientos máximos, de la superficie, son comunmente del orden de 1.0 a 2.0% de la profundidad de excavación.

Tanto la magnitud como la distribución de los asentamientos, con la distancia del borde de la excavación, son importantes. Peck preparó el diagrama que se reproduce en la fig. 24 para estimar el asentamiento que podría esperarse bajo varias condiciones. La gráfica fue desarrollada de datos observados y refleja, tanto el asentamiento inicial que acompaña la excavación como el asentamiento por consolidación que ocurre dentro del período de construcción. En arcillas blandas, los asentamientos importantes se pueden encontrar a distancias hasta 3 a 4 veces la profundidad de excavación. Movimientos causados por excavación en arcillas blandas y

medias son examinados en más detalle en la sección "c" de este informe.

Los edificios soportados en pilotes que se extienden por debajo del fondo de la excavación, o que en otra forma se apoyan en suelos rígidos, no están inmunes a asentamientos causados por la excavación en suelos blandos. Peck (1969) cita un caso en Chicago donde un edificio fundado en pilotes, a 10 pies de una excavación de 60 pies de profundidad, se asentó unas 3/4 de pulgada durante la excavación adyacente. Lambe (1970) informa de un caso similar donde un edificio, fundado en pilotes profundos se asentó más de 2 1/2 pulgadas, aun cuando la pared del edificio adyacente a la excavación fue apuntalada antes de la construcción. En estos casos, el asentamiento de los suelos cercanos a la excavación le impone a los pilotes una carga adicional por fricción negativa.

Arcilla Rígida - A medida que la rigidez de la arcilla aumenta, los movimientos causados por excavación disminuyen rápidamente. Solo se ha informado de un pequeño número de casos, en arcillas cuya resistencia al corte no drenada era mayor de unos 2,000 libras/pie<sup>2</sup>. Para estas arcillas los movimientos máximos son solo una fracción pequeña de un 1% de la profundidad de la excavación.

En Houston, Texas, se han hecho varias excavaciones en el rango de profundidades de 40 a 60 pies. Las arcillas son rígidas, habiendo sido preconsolidadas por desecación y tienen una resistencia al corte de unos 1000 a 6000 lbs/pie<sup>2</sup>, con un valor promedio de unas 3,000 lbs/pie<sup>2</sup>. Los movimientos de la superficie del terreno cercano, estuvieron dentro del rango de exactitud de una nivelación topográfica ordinaria.

Mansur y Alizadeh (1970) informan de otro caso de excavación en arcilla rígida, con una resistencia al corte de 2,500 a 4000 lbs/pie<sup>2</sup>. La excavación fue de 40 pies de profundidad y se empleó el sistema de pilotes parantes y soleras horizontales. Los asentamientos máximos del terreno fueron de media pulgada o menos.

Limo Compresible - Mediciones hechas en varias secciones de prueba a lo largo de una excavación para el Metro de Boston, han demostrado que los movimientos asociados con excavación en limo orgánico compresible, pueden ser tan grandes como los causados en arcilla blanda. Datos de esta obra han sido informados por Lambe et al. (1970) y Lambe (1970). La fig. 22 muestra el perfil de suelo y los asentamientos medidos en una de las secciones de prueba. El corte de 55 pies de profundidad fue soportado lateralmente con tablestaca

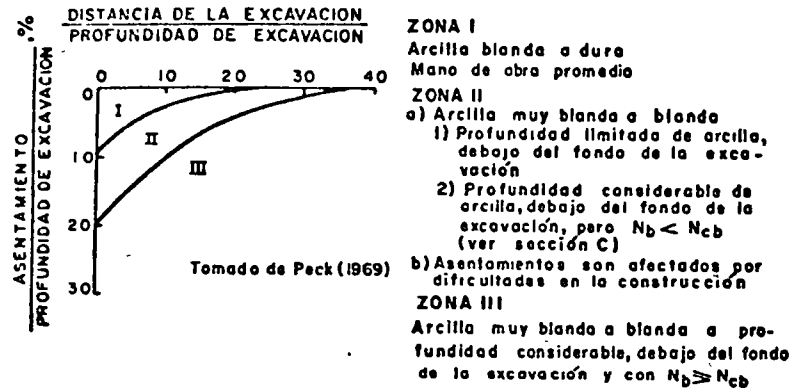


FIG. 24 - ASENTAMIENTOS ADYACENTES A CORTES DE CIELO ABIERTO EN ARCILLAS.

metálica y puntales atravesados. Los movimientos laterales medidos en varias secciones variaron de 3 a 9 pulgadas. Los asentamientos del terreno fueron de hasta 10 pulgadas en el borde de la excavación. Una gran porción del asentamiento parece que fue causado por consolidación debido a la bajada del nivel freático.

C. EXCAVACION EN ARCILLA BLANDA Y MEDIA.

1. Cambios de Esfuerzos, Desplazamientos y Estabilidad del Fondo.

La relación entre asentamiento, movimiento de la cortina y levantamiento del fondo de una excavación, ha sido demostrada por extensas mediciones hechas en excavaciones en Oslo, y descritas por el Instituto Geotécnico Noruego (NGI, 1962-66). La manera en la cual se desarrollaron los asentamientos y movimientos de la tablestaca durante la excavación, está mostrada en la fig. 25. El volumen de asentamiento del terreno adyacente fue aproximadamente igual, al volumen de movimiento hacia dentro de la tablestaca. Estos movimientos fueron relacionados al levantamiento medido debajo del nivel de excavación.

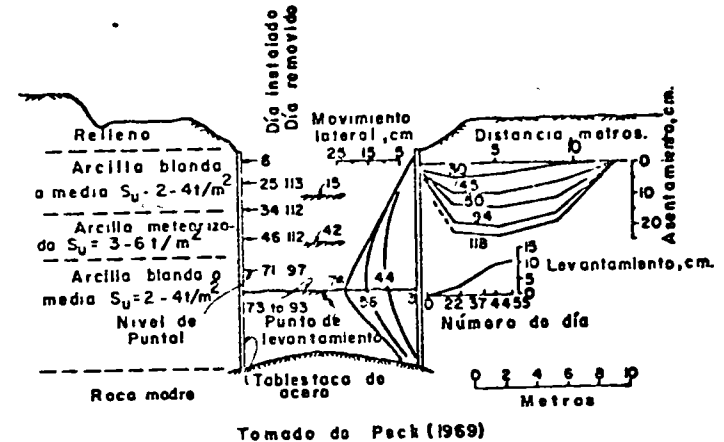
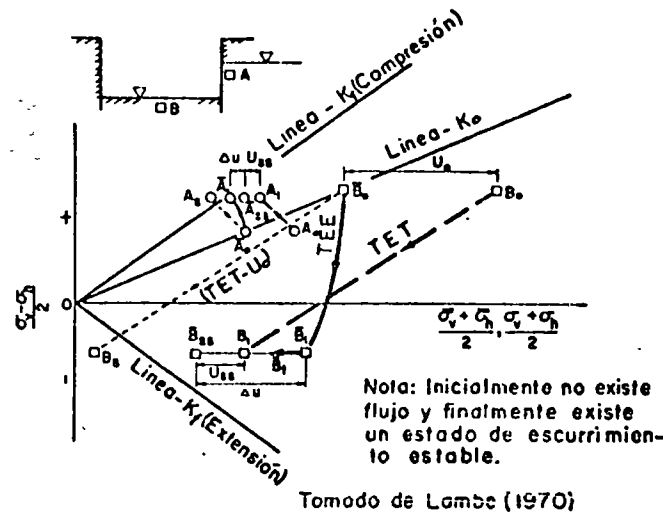


FIG. 25 - RELACION ENTRE PROGRESO EN LA CONSTRUCCION Y MOVIMIENTOS EN UN CORTE DE CIELO ABIERTO EN ARCILLA BLANDA EN VATERLAND 1, EN OSLO.

La fig. 26 ilustra en forma cualitativa, los cambios de esfuerzo y deformación unitaria, experimentados por dos elementos de suelo cerca de la excavación. Las trayectorias de esfuerzo son típicas para una arcilla plástica normalmente consolidada. Tanto la reducción en esfuerzo total vertical y horizontal, como el cambio en presión de poro de equilibrio, son importantes. La tabla muestra los cambios de esfuerzo y las deformaciones unitarias producidas por la excavación, y el cambio en las condiciones de escurrimiento.

El factor crítico que determina el movimiento hacia dentro de las paredes del corte, debajo del nivel de excavación, y por lo tanto que determina también la magnitud del asentamiento, envuelve la proximidad de la "trayectoria de esfuerzo" de descarga del elemento B, a la envolvente de falla. Si los puntos de esfuerzo efectivo  $\bar{B}_1$  y  $\bar{B}_{55}$  están bien por dentro de la envolvente de falla efectiva ( $K_f$ ), esto es, si se evita la condición de falla local, el levantamiento será pequeño y luego el movimiento del suelo, bajo el nivel de excavación también será pequeño. Por otra parte, si los puntos de esfuerzo efectivo para el elemento B, se



	ELEMENTO A	ELEMENTO B
Presión de poro inicial (estática), $U_0$	$A_0 \bar{A}_0$	$B_0 \bar{B}_0$
Presión de poro en estado-estable de flujo, $U_{ss}$	$A_1 \bar{A}_{ss}$	$B_1 \bar{B}_{ss}$
Presión de poro al descargar	Disminuye	Disminuye
Presión de poro durante consolidación	Disminuye	Aumenta
Deformación unitaria al descargar	Compresión Vertical	Extensión Vertical
Deformación unitaria durante consolidación	Compresión Vertical	Extensión Vertical
Resistencia al corte no drenada durante consolidación	Aumenta	Disminuye,

FIG. 26 - TRAYECTORIAS DE ESFUERZO PARA ELEMENTOS DE SUELO CERCANOS A UNA EXCAVACION EN ARCILLA.

acercan a la envolvente de falla y ocurre flujo plástico local pasivo, los movimientos serán grandes. La estabilidad del fondo de una excavación a ciclo abierto puede analizarse de la misma manera que la estabilidad de fundaciones. Bjerrum y Eide (1956) presentaron soluciones teóricas aproximadas, en la forma de números adimensionales de capacidad de carga. Estos se muestran en la fig. 27. Falla del fondo ocurre cuando la reducción en el esfuerzo total en la base del corte (y H) es igual a  $S_u N_{cb}$ . La resistencia al corte no drenada ( $S_u$ )

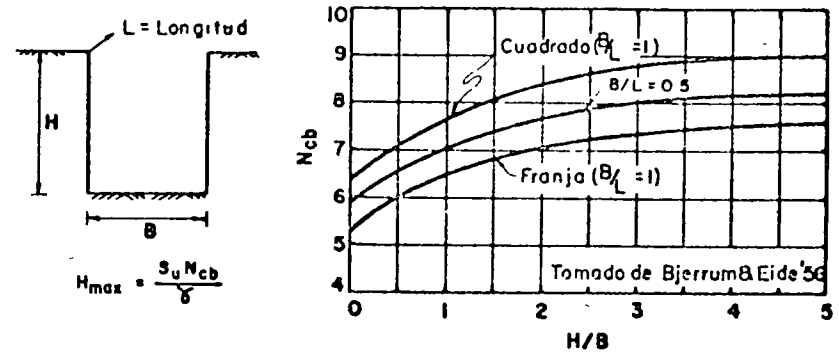


FIG. 27 - NUMEROS DE CAPACIDAD DE CARGA PARA ANALISIS DE ESTABILIDAD DEL FONDO.

apropiada para este análisis, es la resistencia en extensión, del suelo debajo de la base de la excavación.

La extensión del flujo plástico pasivo, bajo el fondo del corte, se puede juzgar de los valores del número adimensional  $N_b = H/S_u$ . El valor de  $N_b$  al cual el flujo plástico pasivo empieza, depende de la razón entre el esfuerzo de corte in-situ y la resistencia al corte no drenada del suelo. Esta razón se expresa por medio del factor  $f$ :

$$f = \frac{\bar{\sigma}_{vo} - \bar{\sigma}_{ho}}{2 S_u} = \frac{1 - K_0}{2 S_u / \bar{\sigma}_{vo}}$$

Para  $f = +1$ , el suelo está inicialmente en un estado activo de Rankine, y para  $f = -1$ , el suelo está en un estado pasivo de Rankine.

La fig. 28a muestra la razón  $N_{cb}/N_b$ , a la cual flujo plástico pasivo empieza en las esquinas inferiores de una excavación, como función de la razón de esfuerzo de corte  $f$ . La figura fue preparada usando resultados obtenidos de un programa de computación de elementos finitos llamado BRACE (Wong, 1971), que simula la excavación entibada en suelos elasto-plásticos. La fig. 28b muestra la relación entre  $f$  y la razón de preconsolidación para dos arcillas. Para arcilla normalmente

consolidada, el comienzo del flujo plástico ocurre cuando  $N_{cb}/N_b$  es de 1.5 a 2.0. Sin embargo, la disipación de presión de poro, aumenta la tendencia a flujo plástico bajo la base de la excavación (fig. 26). Debido a que el estado de esfuerzo inicial en una arcilla preconsolidada, está más cerca al estado pasivo que una arcilla normalmente consolidada, el comienzo del flujo plástico local ocurre a valores de  $N_{cb}/N_b$  más altos.

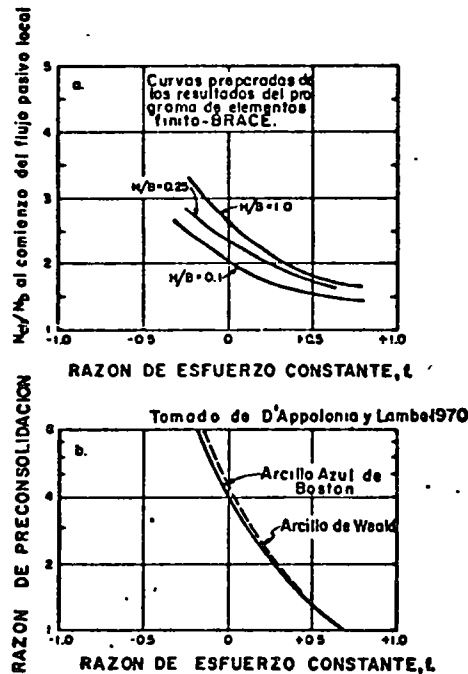


FIG. 28 - VALORES DE  $N_{cb}/N_b$  A LOS CUALES OCURRE EL COMIENZO DEL FLUJO PASIVO LOCAL DEBAJO DEL FONDO DE UNA EXCAVACION EN ARCILLA.

2. Movimientos Observados Relacionados con Estabilidad del Fondo.

La fig. 29 indica la deformación máxima de la tablestaca, y el asentamiento máximo medidos en un número de casos en el campo, como función de la razón  $N_{cb}/N_b$ . Los casos de campo son de Oslo, Chicago, Ciudad de Mejico

y Boston, donde la resistencia al corte no drenada de las arcillas varía de 300 a 1,200 lbs/pie<sup>2</sup>. La resistencia al corte usada para calcular  $N_b$ , fue determinada con pruebas de veleta de campo o con pruebas de compresión no confinada. A pesar de que hay una dispersión considerable en los datos, los diagramas muestran claramente que tanto la deformación de la cortina, como el asentamiento, aumentan a medida que se está más cerca a la falla por estabilidad, del fondo de la excavación.

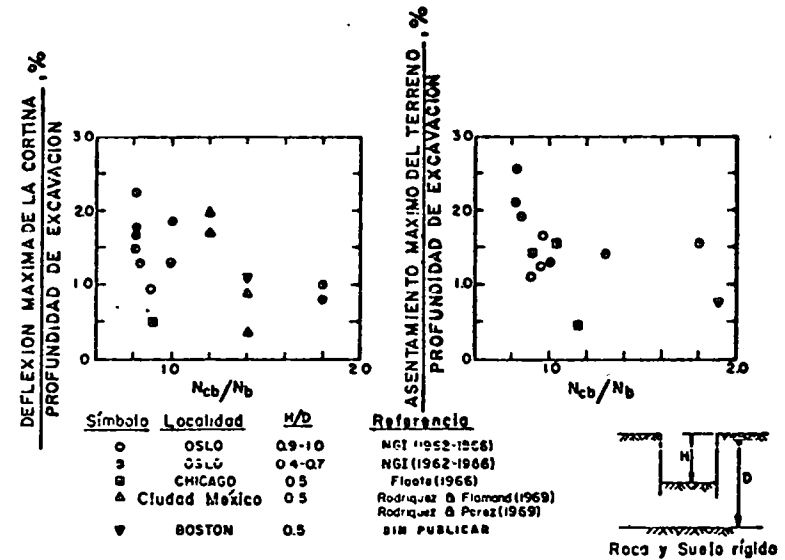


FIG. 29 - DEFLEXION MAXIMA DE LA CORTINA Y ASENTAMIENTO MAXIMO DEL TERRENO RELACIONADOS A LOS NUMEROS DE ESTABILIDAD DEL FONDO DE EXCAVACIONES EN ARCILLA BLANDA A MEDIA.

El Instituto Geotécnico Noruego hizo muchas mediciones de asentamientos de la superficie del terreno, adyacente a las excavaciones en Oslo. Estos datos están resumidos en la fig. 30. Los ocho casos Noruegos están divididos en tres grupos, tal como lo indican los tres símbolos usados en la figura. Los casos representados por círculos, tienen perfiles de suelo similares y la superficie de la roca estaba bien por debajo del fondo de la excavación. Los círculos llenos son para dos casos, donde la razón  $N_{cb}/N_b$  fue de 1.3 a 1.7; los círculos no llenos son para tres casos, donde  $N_{cb}/N_b$  fue

## EFECTOS DE LA CONSTRUCCION

259

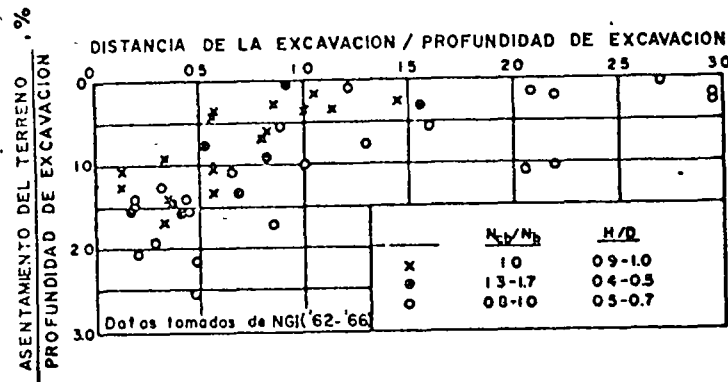


FIG. 30 - ASENTAMIENTOS DEL TERRENO ADYACENTES A EXCAVACION EN BOSTON.

de 0.8 a 1.0. Tanto el asentamiento máximo como la distancia de la excavación, a la cual ocurren asentamientos apreciables, aumentan significativamente cuando  $N_{cb}/N_b$  es alrededor de uno. Cuando la roca estaba poco profunda y evitaba movimientos profundos debajo del fondo del corte, los asentamientos eran relativamente más pequeños.

### 3. Influencia de la Rigidez de los Puntales y del Muro en los Movimientos.

Hay un número de decisiones respecto al diseño y construcción de una excavación en arcilla, que tienen una influencia importante en los movimientos que ocurren. Estos factores se pueden agrupar en dos categorías: factores que tienen una influencia primordial, en cuanto a movimientos de la cortina por encima del nivel de excavación, y factores que influyen en los movimientos de la cortina por debajo del nivel de excavación.

Los movimientos laterales que ocurren por encima del nivel de excavación, están determinados por los procedimientos y detalles del apuntalamiento. Algunos de los factores importantes que controlan estos movimientos están ordenados en la tabla 3.

TABLA 3 - FACTORES QUE CONTROLAN LOS MOVIMIENTOS LATERALES DEL MURO, QUE OCURREN POR ENCIMA DEL NIVEL DE EXCAVACION.

Espaciamiento Vertical y Horizontal de los Puntales

Profundidad de la Excavación Debajo del Nivel de Apuntalamiento antes de Instalar los Puntales.

Longitud de la Excavación Hecha Paralela al Muro en un Instante Cualquiera, Antes de la Instalación de los Puntales en ese Nivel.

Tiempo Transcurrido Entre Excavación e Instalación de Puntales.

Detalles sobre el Pre-esforzado y Acuñaado de los Puntales.

Detalles sobre la Excavación y Colocación de las Soleras entre los Pilotes.

Si los movimientos horizontales se miden a intervalos frecuentes durante la excavación, es posible determinar con bastante precisión los movimientos que ocurren por encima y por debajo del nivel de excavación, a medida que el corte avanza. La fig. 31 muestra deflexiones de la cortina medidas en varias etapas de la excavación en una arcilla media en Boston. La curva sólida es la deflexión final de la cortina después de terminada la excavación. El área sombreada debajo de esta curva es la cantidad de deflexión que ocurrió por encima del nivel de excavación. Por ejemplo, a la profundidad de 40 pies, ocurrieron unas 2 pulgadas de deflexión hacia dentro antes de que el nivel de excavación llegase a esta profundidad; mientras que unas 3 pulgadas adicionales ocurrieron cuando el nivel de excavación estaba por debajo de los 40 pies. La profundidad de excavación máxima fue de 47 pies, de manera pues que toda la deflexión abajo de esta profundidad ocurrió por debajo del nivel de excavación.

La fig. 32 compara, para un número de casos en los que se midieron los movimientos, el área de deflexión que ocurrió por encima del nivel de excavación, con el área total de deflexión de la cortina al completarse la excavación. El espaciamiento promedio de los puntales en sentido vertical varía de unos 2 a 3.5 metros. Para

estos casos, los cuales probablemente representan prácticas de construcción buena o excelentes, un 20 a 40% del área de deflexión total ocurrió por encima del nivel de excavación. Cuando se le presta menos atención a los detalles de excavación y colocación de puntales, como en el caso mostrado en la fig. 31, un porcentaje más alto del movimiento total del muro, puede ocurrir por encima del nivel de excavación.

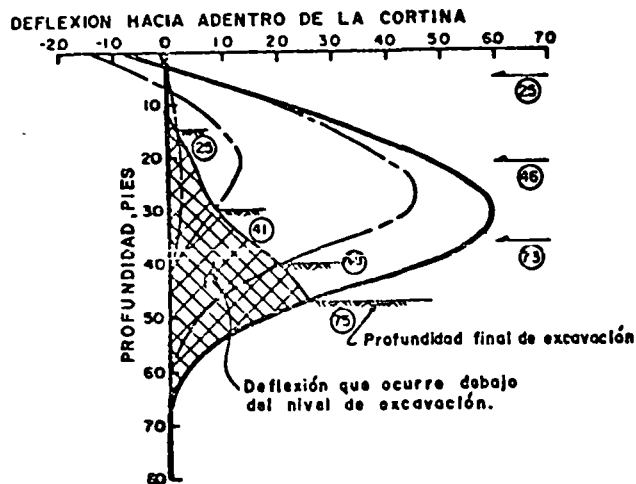


FIG. 31 - DEFLEXION DE LA CORTINA QUE OCURRE POR ENCIMA Y POR DEBAJO DEL NIVEL DE EXCAVACION PARA EXCAVACION ENTIBADA EN ARCILLA MEDIA.

Estos puntos se enfatizan aun más en la fig. 33, donde se comparan los movimientos de la cortina, medidos en dos secciones cercanas de excavación para el Metro de Boston, en limo orgánico compresible. La Sección B tenía una excavación más profunda que la Sección A, pero el espesor del estrato de limo compresible era mayor en la Sección A. La excavación en la Sección B se construyó primero, de cuya experiencia se hicieron varias mejoras en los procedimientos de excavación y apuntalaje en la Sección A. Estas mejoras envolvieron un mayor control sobre la profundidad y longitud de la excavación, antes de la instalación de los

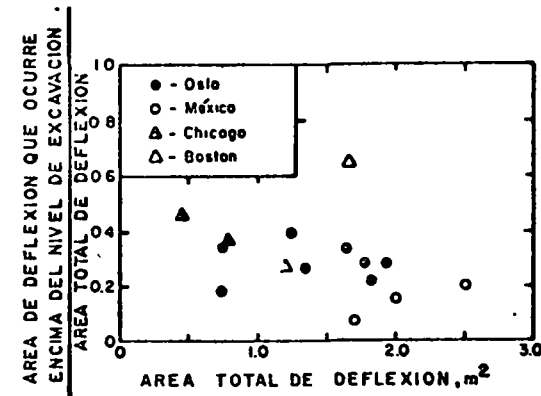


FIG. 32 - AREAS DE DEFLEXION DE LA CORTINA QUE OCURREN POR ENCIMA Y POR DEBAJO DEL NIVEL DE EXCAVACION, PARA VARIAS EXCAVACIONES ENTIBADAS EN ARCILLAS BLANDAS Y MEDIAS.

puntales en cada nivel, mayor control sobre el tiempo transcurrido entre excavación e instalación de puntales, y mejora en los procedimientos de pre-esforzado y acunado. Como resultado, la deflexión máxima de la cortina en la Sección A, se redujo aproximadamente a la mitad de las medidas en la Sección B.

Tal como se discutió anteriormente, el movimiento lateral que ocurre, por debajo del nivel de excavación, está controlado por la resistencia combinada de la porción de la cortina que está enterrada, y del suelo debajo del fondo del corte. Pilotes o parantes colocados a espaciamientos normales de 6 a 10 pies, proveen muy poca resistencia al movimiento general bajo el nivel de excavación. La experiencia ha mostrado que aun la sección más pesada de láminas de acero, para tablestaca metálica, no es lo suficientemente rígida como para restringir el movimiento lateral en forma significativa. Sin embargo, los muros de hormigón vaciados in-situ, construidos por el método de trinchera y lodo de perforación, son un orden de magnitud más rígidos que las tablestacas metálicas. Para este tipo de construcción, algunos datos de campo sugieren que la rigidez del muro, tiene una influencia importante en cuanto a limitar los movimientos bajo el

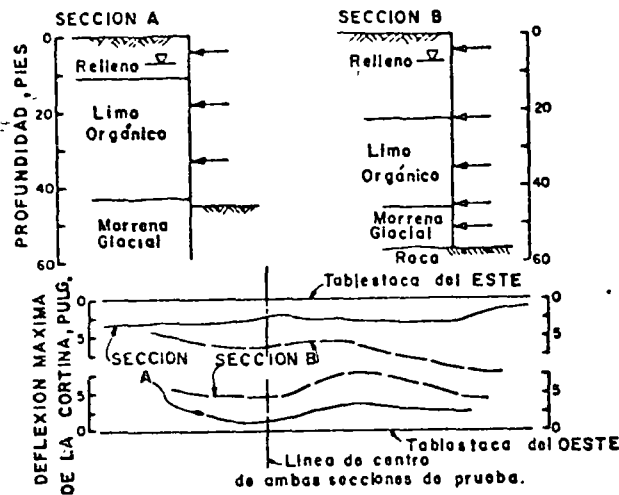


FIG. 33 - COMPARACION ENTRE LOS MOVIMIENTOS MAXIMOS DEL ENTIBADO EN DOS SECCIONES DE PRUEBA DE EXCAVACION EN LIMO ORGANICO.

nivel de excavación.

Un caso en el cual un muro de hormigón vaciado in-situ, redujo grandemente los movimientos, fué en la "Estación Embarcadero", en San Francisco. La excavación se muestra en la fig. 34 y el perfil de suelo incluye unos 65 pies de arcilla blanda de la bahía. El muro de hormigón era de 4.5 pies de espesor y estaba reforzado con grandes vigas-I. El muro se extendía a través de la arcilla y dentro del depósito bajo ella, que estaba constituido por arena densa y arcilla arenosa rígida. Aun cuando el factor  $N_{cb}/N_b$  era de 0.6 a 0.8, las deflexiones máximas del muro, medidas al final de la construcción, eran del orden de 1 a 1 1/2 pulgadas, o sea 0.1 a 0.2% de la profundidad de excavación. Estos movimientos son en un factor de diez, menores que los movimientos indicados por la fig. 29 para casos donde  $N_{cb}/N_b$  es de 0.8 a 1.0.

Un segundo ejemplo es el de una excavación para el Metro de Boston en arcilla media, mostrada en la fig. 35. Se usó un muro de hormigón vaciado in-situ, en una sección de 200 pies de largo, cerca a un edificio de siete

pisos en fundaciones poco profundas. Secciones adyacentes de la excavación usaron tablestacas metálicas. El perfil de suelo, las profundidades del muro y el espaciamiento de puntales, eran casi idénticos en la sección del muro de hormigón y las secciones con tablestacas metálicas, la única diferencia significativa era la rigidez de las murallas. Los movimientos laterales de las murallas, al finalizar la excavación, se comparan en la fig. 35. Inclínómetros colocados en el muro de hormigón, mostraron movimientos laterales máximos de unas 0.5 pulgadas, en comparación con movimientos máximos de 4.5 a 7 pulgadas, medidos en las secciones que usaron tablestaca metálica. Un inclinómetro fue instalado antes de la construcción del muro de hormigón, a unos tres pies detrás de él. Movimientos laterales de 3/4 a 1 pulgada fueron medidos durante la excavación de la trinchera llena de barro líquido y antes de vaciar el hormigón.

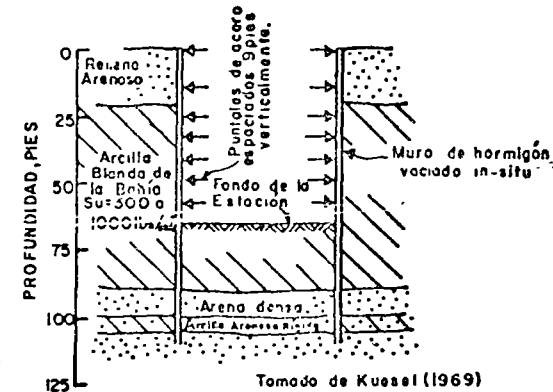


FIG. 34 - MURO DE HORMIGON VACIADO IN-SITU EN LA "ESTACION EMBARCADERO" EN SAN FRANCISCO.

D. RESUMEN

Movimientos del terreno, asociados con excavación, con causa común de daños a propiedades adyacentes. Los movimientos mayores y por lo tanto los problemas mas serios, están asociados con excavaciones en arcilla blanda a media y limos compresibles. Para excavaciones grandes en estos suelos, los asentamientos máximos del terreno son comunmente del orden de 1 a 2% de la profundidad de excavación. Por otra parte, excavación en suelos granulares cohesivos y arcillas rígidas, causan movimientos máximos que son generalmente menores de un



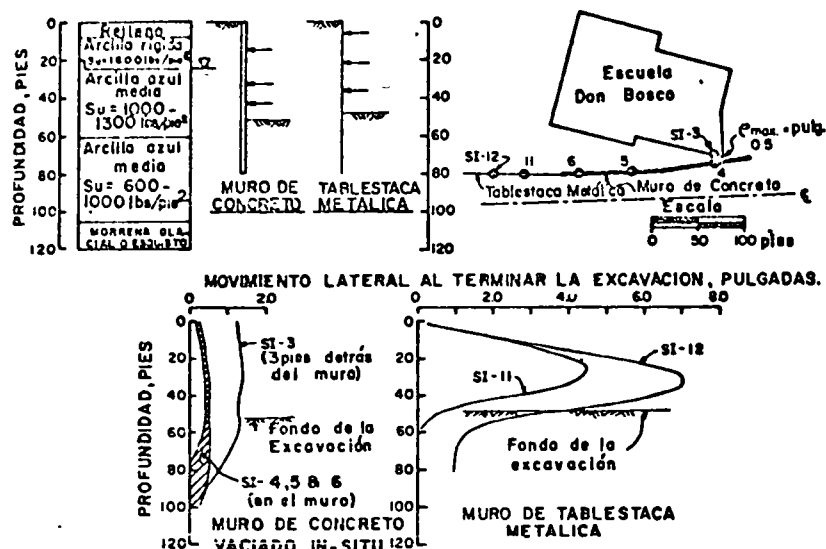


FIG. 35 - COMPARACION DE LAS DEFLEXIONES DE MUROS DE HORMIGON VACIADOS IN-SITU Y TABLESTACAS METALICAS, EN SECCIONES DE EXCAVACION CERCANAS, EN UNA ARCILLA MEDIA.

0.2% de la profundidad de excavación. Los asentamientos causados por excavación en arena no cohesiva, son también pequeños, siempre y cuando las presiones de escurrimiento y el flujo de aguas subterráneas se controlen adecuadamente.

Para excavación en arcilla, los movimientos laterales de las paredes, están asociados a asentamientos de más o menos el mismo volumen. Mediciones en excavaciones soportadas con cortinas metálicas, bien diseñadas y construidas, muestran que un 60 a 80% de la deflexión lateral total de la muralla, ocurre por debajo del nivel de excavación. Estos movimientos dependen de la resistencia pasiva a movimiento hacia dentro, que pueda mobilizar el suelo que está inmediatamente por debajo de la base del corte. Cuando la excavación llega a una profundidad donde se está cerca a la falla por estabilidad del fondo, el movimiento lateral y el asentamiento del

terreno aumentan marcadamente. La resistencia a pandeo de tablestacas metálicas, no es suficiente para restringir los movimientos laterales que ocurren por debajo del nivel de excavación. Por otra parte, muros de hormigón vaciados in-situ, construidos por el método de trinchera y lodo de perforación, son mucho más rígidos de pandeo que las tablestacas metálicas. Datos limitados de campo indican que muros rígidos de este tipo pueden reducir los movimientos, aun en arcillas blandas, en más o menos un orden de magnitud, en comparación con las tablestacas metálicas.

## VI CONCLUSIONES

La construcción de fundaciones que resultan en movimiento del terreno adyacente y daños a estructuras cercanas es un problema importante, más común y serio de lo que generalmente es reconocido por muchos ingenieros. El costo de demandas por daños y reparaciones, en algunos casos se acerca y aun sobrepasa, el costo de construcción de la fundación misma. Por otra parte, el precio de conservadurismo también es alto en particular cuando envuelve apuntalaje de edificios.

Para evitar problemas y tomar decisiones bien fundadas, el ingeniero debe estar conciente de las circunstancias en las cuales estructuras adyacentes podrán ser dañadas por construcción cerca de ellas; debe poder predecir la cantidad de movimiento que puede ocurrir y sus consecuencias, y debe saber las medidas que se pueden tomar para limitar o evitar los movimientos.

Una o más de tres operaciones de construcción están envueltas en la mayoría de los proyectos de edificios grandes: hincas de pilotes, drenaje y excavación. Bajo ciertas circunstancias, cualquiera de estas operaciones puede causar movimientos importantes del terreno adyacente. La tabla 4 indica, para cada operación, los tipos de problemas que pueden ocurrir, la naturaleza de los movimientos y algunas de las posibles medidas para reducir los movimientos. Los problemas más serios usualmente ocurren cuando están presente suelos débiles y compresibles. Hincas de pilotes y especialmente excavación en arcillas blandas y medias causan los movimientos más grandes y dañinos.

## RECONOCIMIENTO

El autor está especialmente endeudado con el Profesor Peck por su asistencia en el desarrollo del capítulo II y su interés general en este trabajo. El Señor P. Runacher ayudó a juntar los datos presentados en el capítulo III y escribió una tesis sobre este tema

212

Categoría de Construcción y Tipo de Suelo	Causa de Movimiento y Tipo de Problema	Naturaleza de Movimiento	Medidas Preventivas
<b>HINCA DE PILOYES</b>			
Arcilla rígida y arena arenosa	Varaciones horizontales pueden causar daños arquitectónicos.	Distancia afectada se generaliza a menos de 10-20 pies	Reducir el nivel de vibración o base de pre-taladrar e hincado con chorro de agua a presión
Arena uniforme y arena limosa	Densificación puede ocurrir en particular, en arenas sueltas bajo el nivel freático	Asentamientos grandes se han reportado, la distancia afectada usualmente es menor de unos 50 pies	Reducir el nivel de vibraciones. El uso de pilotes de poca desplazamiento no parece ser efectivo
Arcilla blanda y media	El hincado causa desplazamiento lateral, levantamiento y más tarde asentamiento. Presiones de poros inducidas disminuyen la resistencia del suelo temporalmente.	Movimientos dependen principalmente de la cantidad de suelo desplazado por la hincada. Distancia afectada es aproximadamente igual al espesor de la arcilla	Usar pilotes de poca desplazamiento, pilotes de alta capacidad de carga e pilotes colocados en perforaciones pre-taladradas. Controlar la secuencia de hincado y proceder dejándose de la estructura cercana.
<b>DRENAJE</b>			
Suelo granular	Arenas y limas con cohesión son susceptibles a erosión por escurrimiento no controlado.	Movimientos causados por la erosión subterránea progresiva pueden ser grandes y ocurren a grandes distancias. Siñales por asentamiento puede causar movimientos locales grandes.	Controlar el escurrimiento dentro de la excavación usando papeles y/o filtros. Evitar los movimientos erosivos.
Arcilla y limas compresibles	Consolidación puede ocurrir debido a la reducción en presión de poros en las fronteras	Asentamiento puede extenderse a gran distancia cuando se drenan capas intercaladas de suelos granulares	Limitar la extensión lateral del descenso del nivel freático empujando la excavación e recargando el nivel freático
<b>EXCAVACIÓN</b>			
Suelo granular		Movimientos son pequeños usualmente menos de un 0.2% de la profundidad de excavación, siempre y cuando el flujo de aguas subterráneas se mantenga bajo control.	
Arcilla rígida		Movimientos son pequeños.	
Arcillas blandas y medias, limas compresibles	La reducción en esfuerzo total en los lados y el fondo del corte causa desplazamiento lateral y asentamiento	Desplazamientos laterales máximos y asentamientos son comúnmente un 2% de la profundidad de excavación. Movimientos pueden ser grandes si se permite la actividad del fondo. Asentamientos importantes pueden ocurrir a distancias 2-3 veces la profundidad de excavación	Buenos procedimientos de construcción son esenciales. Algunas evidencias indican que muros rígidos de concreto vacados relleno de grava o método de trinchera y tierra levada, son efectivos en cuanto a limitar los movimientos

(Runacher, 1970). El Sr. W. Jaworski ayudó en la preparación del capítulo V. El profesor T. W. Lambe y el Dr. L. A. Wolfskill dieron la dirección necesaria y ofrecieron sugerencias útiles para mejorar el texto. Datos de muchos de los casos de campo utilizados en este informe fueron obtenidos de los proyectos de ICEP actualmente en progreso en M.I.T. El programa ICEP está bajo la dirección del profesor T. W. Lambe. Finalmente, el autor desea agradecer al Sr. José G. Paniagua por la preparación del texto en Español.

#### LISTA DE SIMBOLOS

$A_f$	-	Parámetro A de Skempton en la falla
B	-	ancho de excavación
f	-	razón de esfuerzo de corte
H	-	profundidad de excavación
$K_f$	-	envolvente de falla drenada
$K_0$	-	coeficiente de esfuerzo lateral de tierra en reposo.
$N_b$	-	número de estabilidad de fondo para excavación en arcilla $N_b = H/S_u$
$N_{cb}$	-	número de estabilidad de fondo al cual ocurre la falla no drenada en la base
$S_u$	-	resistencia al corte no drenada
$S_f$	-	sensitividad
$U_0$	-	presión de poro inicial
$U_{ss}$	-	presión de poro en estado de escurrimiento estable
$\delta/L$	-	deformación angular (asentamiento diferencial entre dos puntos dividido por la distancia entre ellos)
$\Delta U$	-	cambio en presión de poro
$\rho$	-	asentamiento
$\sigma_h$	-	esfuerzo total horizontal
$\bar{\sigma}_h$	-	esfuerzo efectivo horizontal
$\sigma_v$	-	esfuerzo total vertical
$\bar{\sigma}_v$	-	esfuerzo efectivo vertical
$\bar{\sigma}_{vo}$	-	esfuerzo efectivo vertical de sobrecarga
Y	-	peso unitario total
TEE	-	trayectoria de esfuerzos efectivos
NF	-	nivel freático
NC	-	normalmente consolidado
PC	-	pre-consolidado
IP	-	índice de plasticidad
TET	-	trayectoria de esfuerzos totales

#### REFERENCIAS

Jerrum, L., Discussion in Section VI, Proc. European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Wiesbaden, Vol. II, 1963.

Bjerrum, L., "Seventh Rankine Lecture: Engineering Geology of Normally Consolidated Marine Clays as Related to the Settlements of Buildings," Geotechnique, Vol. XVII, No. 2, June 1967.

Bjerrum, L. and O. Eide, "Stability of Struttred Excavations in Clay," Geotechnique, Vol. VI, No. 1, 1956.

Bjerrum, L. and I. Johannessen, "Pore Pressure Resulting from Driving Piles in Soft Clay," Norwegian Geotechnical Institute, Pub. No. 41, 1961.

Casagrande, A., "The Structure of Clay and Its Importance in Foundation Engineering," Contributions to Soil Mechanics, 1925-1940, Boston Society of Civil Engineers, 1932.

Casagrande, A. and S. B. Avery, "Report to Metcalf and Eddy upon Investigation of Building Settlements in Back Bay Area," Pierce Hall, 1959.

Dalmatov, B., V. Ershov and D. Kovalensky, "Some Cases of Foundation Settlements in Driving Sheet piling and Piles," Proc., International Symposium on Wave Propagation and Dynamic Properties of Earth Materials, Albuquerque, 1967.

D'Appolonia, D. J. and T. W. Lambe, "Floating Foundation for Control of Settlement," Soils Publication, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Massachusetts, 1970.

D'Appolonia, D. J. and T. W. Lambe, "Performance of Four Foundations on End Bearing Piles," ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, SM1, Jan. 1971.

Feld, J., Construction Failure, John Wiley and Sons, New York, 1968.

Flaate, K. S., "Stresses and Movements in Connection with Braced Cuts in Sand and Clay," Ph.D. Thesis, University of Illinois, Urbana, Illinois, 1966.

Goldberg-Zoino and Associates, Inc., Personal Communication, 1970.

Hagerty, D. J., "Some Heave Phenomena Associated with Pile Driving," Ph.D. Thesis, University of Illinois, Urbana, Illinois, 1969.

Hanna, T. H., "The Measurement of Pore Water Pressures Adjacent to a Driven Pile," Canadian Geotechnical Journal, Vol. IV, No. 3, 1967.

Hokugo, H., "Observation of Soil Movement Due to Pile Driving," Building Engineering News, Nippon Telegraph and Telephone Public Corporation (in Japanese), 1967.

Ireland, H. O., "Settlement Due to Building Construction in Chicago," Ph.D. Thesis, University of Illinois, Urbana, Illinois, 1955.

Koizumi, Y. and K. Ito, "Field Tests with Regard to Pile Driving and Bearing Capacity of Piled Foundations," Soil and Foundation, Vol. VII, No. 3, Aug. 1967.

Kuesel, T., Panel Discussion in Main Session 4, Proc., Seventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. III, P. 319, 1969.

Lambe, T. W., "Stress Path Method," ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, SM6, Nov. 1967.

Lambe, T. W., "Braced Excavations," ASCE Specialty Conference on Lateral Stresses and Earth Retaining Structures Cornell University, June 1970.

Lambe, T. W., and H. M. Horn, "The Influence of an Adjacent Building on Pile Driving for the MIT Materials Center," Proc., Sixth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. II, Montreal, 1965.

Lambe, T. W., L. A. Wolfskill and I. H. Wong, "Measured Performance of Braced Excavation," ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Divisions, SM3, May 1970.

Lo, K. Y. and A. G. Stermac, "Induced Pore Pressures During Pile Driving Operations," Proc., Sixth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. II, Montreal, 1965.

Lynch, T. J., "Pile Driving Experience at Port Everglades," ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, SM2, April 1960.

Mansur, C. I. and M. Alizadah, "Tie Backs in Clay to Support Sheeted Excavation," ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, SM2, Mar. 1970.

Milligan, V., L. G. Soderman and A. Rutka, "Experience with Canadian Varved Clays," ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, SM4, July 1962.

Norwegian Geotechnical Institute, "Measurements of a Struttred Excavation," Technical Reports, Nos. 1 - 8, 1962-1966.

Peck, R. B., "Deep Excavation and Tunneling in Soft Ground," State-of-the-Art Volume, Seventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, 1969.

Peck, R. B., Personal Communication, 1970.

Peck, R. B. and S. Berman, "Recent Practice for Foundations of High Buildings in Chicago," Symposium on the Design of High Buildings, Golden Jubilee Congress, University of Hong Kong, Sept. 1961.

Peter, U. G., "Measurement of Vibrations Originating in Constructing Cast-in-Place Concrete Piles According to the Express System," Proc., Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. II, Zurich, 1953.

Prentis, E. A. and L. White, Underpinning, Columbia University Press, Second Edition, 1950.

Reese, L. C. and H. B. Seed, "Pressure Distribution Along Friction Piles," Proc., ASTM, Vol. 55, 1955.

Rodriguez, J. M. and C. L. Flamand, "Strut Loads Recorded in a Deep Excavation in Clay." Proc., Seventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. II, Mexico City, 1969.

Rodriguez, J. M. and R. L. Perez, Discussion in Main Session, Proc., Seventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. III, P. 370, 1969.

Runacher, P., "Pile Driving and Sheet Bracing: Their effects on Adjacent Structures," M.S. Thesis, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Massachusetts, 1970.

Skempton, A. W. and D. H. MacDonald, "The Allowable Settlements of Buildings," Proc., Institution of Civil Engineers, 1956.

Swiger, W. F., "Effect of Vibration on Piles in Loose Sand," Proc., Second International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. II, Rotterdam, 1948.

Terzaghi, K., Theoretical Soil Mechanics, John Wiley and Sons, New York 1942.

Terzaghi, K. and R. B. Peck, Soil Mechanics in Engineering Practice, John Wiley and Sons, New York, 1968.

Wiss, J. F., "Damage Effects of Pile Driving Vibrations," Highway Research Record, No. 155, 1967.

Wong, I. H., "Analysis of Braced Excavation," D.Sc. Thesis, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Massachusetts, Feb. 1971.

Zeevaert, L., Discussion of "Effects of Driving Piles into Soft Clay," Transactions, ASCE, Vol. 115, 1950.



centro de educación continua  
facultad de ingeniería, unam



DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES PROFUNDAS

NOTAS DE LA CLASE DEL: ING. GUILLERMO SPRINGALL

---

---

**JOURNAL**  
**SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS DIVISION**  
Proceedings of the American Society of Civil Engineers

---

---

**PENETRATION TESTS AND BEARING CAPACITY  
OF COHESIONLESS SOILS**

G. G. Meyerhof, A.M. ASCE<sup>1</sup>  
(Proc. Paper 866)

**SYNOPSIS**

The relative density of cohesionless soils and the bearing capacity of foundations in such soils can frequently be determined most conveniently from the results of penetration tests made on the site. From a comparison between standard (dynamic) and static penetration resistances on a number of sites, a simple approximate correlation has been obtained between both types of tests to estimate the relative density and angle of internal friction.

The proposed relationships are applied to determine the ultimate bearing capacity of footings and the point resistance and skin friction of piles and the results are compared with some field loading tests on plates and piles. The procedure can also be used to estimate the allowable load on spread and piled foundations in cohesionless soils under various conditions in practice.

**INTRODUCTION**

The ultimate bearing capacity of cohesive soils can generally be estimated from bearing capacity theory and the shearing strength of undisturbed samples. For soils with little or no cohesion, however, the difficulty and expense of obtaining undisturbed samples makes estimates of the bearing capacity from penetration tests on the site frequently the most economical procedure. For this purpose dynamic or static penetration tests may be used.

The most widely used penetration tests in U.S.A. and Canada are the standard (dynamic) penetration tests in which a 2 in. outside diameter sampling spoon of 1 3/8 in. internal diameter is driven under an energy of 350 ft.-lb. into the ground at the bottom of a borehole and the number of blows per foot of penetration is recorded.<sup>(1)</sup> On the other hand, in Europe cone penetration tests are the most common method and static tests are usually preferred in which a 60° cone of 1.4 in. base diameter is pushed into the ground at a slow

---

Note: Discussion open until May 1, 1966. Paper 866 is part of the copyrighted Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division of the American Society of Civil Engineers, Vol. 92, No. SM 1, January, 1966.

1. Head, Dept. of Civ. Eng., Nova Scotia Technical College, Halifax, Nova Scotia, Canada.

and fairly constant rate, both the cone penetration resistance and the skin friction on the casing tube surrounding the sounding rod are measured during the test.<sup>(2)</sup> In dynamic cone penetration tests the cone is driven into the ground under a constant energy and the number of blows per foot of penetration is recorded, to avoid interference by skin friction the sounding rod is frequently encased.

While static penetration methods are to be preferred, they suffer from the disadvantage that in dense and very dense soils a substantial reaction to jacking has to be provided or even the load capacity of customary equipment may be reached. Dynamic methods are cheaper and simpler to carry out and are fairly reliable in cohesionless soils. Cone penetration tests give a continuous record and require additional boreholes for identification of the soil. Standard penetration tests, on the other hand, furnish disturbed samples for index property tests, but are often difficult to carry out satisfactorily under artesian ground water conditions. All penetration tests become unreliable as the maximum particle size approaches the diameter of the penetrometer or sampling spoon and the lowest penetration resistance should be used if the maximum size of the soil particles exceeds about 1/2 in.

Not only the procedure, but also the application of penetration tests differs considerably. Thus the results of standard penetration tests have been correlated with the relative density of sands and the corresponding bearing capacity of spread foundations.<sup>(3)</sup> The results of cone penetration tests, however, have been correlated with the bearing capacity of piles. Static cone penetration tests can be extrapolated directly,<sup>(4)</sup> although for small penetrations of piles into a cohesionless stratum extrapolation by means of bearing capacity theory is to be preferred.<sup>(5)</sup> Dynamic tests are usually extrapolated by means of a pile driving formula.<sup>(6)</sup>

In order to make the penetration tests more widely applicable, it is therefore proposed below to correlate the results of dynamic (in particular, standard) penetration tests with the results of static penetration tests in cohesionless soils so that the standard tests cannot only be used for estimates of the relative density and bearing capacity of spread foundations as previously, but also for estimates of the bearing capacity of piles, and so that the static tests cannot only be used for estimates of the bearing capacity of piles as previously, but also for estimates of the relative density and bearing capacity of spread foundations.

#### Comparison Between Dynamic and Static Penetration Resistance

Apart from some indirect comparisons between standard and static penetration tests on the basis of plate loading tests in shafts<sup>(7)</sup> or boreholes,<sup>(8)</sup> the only published accounts of direct comparisons relate to three sites in U.S.A.<sup>(9)</sup> and South America,<sup>(4)</sup> in all cases the variation of penetration resistance with depth was found to be similar for the standard and static procedures. Further evidence of this similarity of resistance is provided by the results of tests at two sites in Eastern Canada. On each site tests were made at two locations to determine the variation of the standard penetration resistance, dynamic cone resistance, static cone resistance and static shaft friction (Fig. 1 and 2). The dynamic cone resistance (using a 60° cone of 2 in. base diameter on an encased 1 1/2 in. diameter sounding rod driven under 350 ft.-lb. energy) is about twice the standard penetration resistance under the same energy, which may at least partly be explained by the area of the cone base

being about twice the net sectional area of the sampling spoon. With greater penetrations the skin friction on the sounding rod rapidly affects the measured dynamic cone resistance and may lead to refusal in dense and very dense soils so that a casing tube should be provided. Apart from this limitation the dynamic and static cone resistances and the standard penetration resistance vary in a similar manner with depth. The unit static skin friction, deduced from the measured total shaft friction, also follows a similar variation with depth as the cone and spoon resistances.

The results of the above-mentioned standard and static penetration tests have been plotted in Fig. 3, which shows that a reasonably good linear correlation exists between the standard penetration resistance and the static cone resistance. On the average

$$q_c = 4N \quad \dots \dots (1)$$

where  $q_c$  = static cone resistance (tons per sq. ft.)

and  $N$  = standard penetration resistance (number of blows per ft. penetration)

or  $\quad =$  equivalent penetration resistance (blows per ft.)

$$= 15 + 1/2(N - 15) \text{ for } N > 15$$

in saturated very fine or silty sands.

On the basis of the previous approximate relationship which has been suggested between the standard penetration resistance and the relative density of sands,<sup>(3)</sup> the above correlation between the static and standard penetration resistances may be used to suggest a similar approximate relationship between the static cone resistance and the relative density of cohesionless soils, as given in Table 1.

The present relationship between static cone resistance and relative density is similar to the somewhat more conservative tentative relationship deduced previously from a preliminary analysis of published data.<sup>(10)</sup> A close correlation between relative density and penetration resistance cannot be expected since the latter depends also on the soil type, overburden pressure, ground water conditions and, in the case of the standard test, also on the weight of the rods.<sup>(11)</sup> For the same reason only an approximate relationship can be obtained between penetration resistance and the shearing strength or angle of internal friction on which this penetration resistance depends. Thus for different relative densities approximate angles of internal friction of cohesionless soils based on earlier suggestions<sup>(10,12,13)</sup> are given in the last column of Table 1. The lower values of the angles are safe limits for uniform clean sands and should be reduced by up to 5° for silty sands in the absence of shearing tests. The upper values are safe limits for well-graded sands and may be increased by up to 5° for sand-gravel mixtures if shearing tests are made on the material as a check.

#### Bearing Capacity and Settlement of Spread Foundations

The simplest type of spread foundation is a footing whose ultimate bearing capacity in homogeneous cohesionless soils may be expressed by

$$q_f = \gamma \frac{B}{2} N_\gamma + \gamma D N_q \quad \dots \dots (2)$$

where  $B$  = width of footing,  
 $D$  = depth of footing,  
 $\gamma$  = unit weight of soil

and  $N_\gamma$  and  $N_q$  are bearing capacity factors for a shallow footing and depend mainly on the angle of internal friction of the soil.(5,14) Although the factors  $N_\gamma$  and  $N_q$  depend on the assumptions made in different theories,(15) a safe expression is obtained by using

$$q_f = q_o(1 + D/B) \dots\dots (3)$$

where  $q_o$  = surface bearing capacity  
 $= \gamma \frac{B}{2} N_\gamma$ .

From the relationship between  $N$  and  $\phi$  given in Table 1, it can then be shown from Eq. 1 that, approximately, for a central vertical load on a footing on dry or moist sands

$$q_o = NB/10 \text{ (tons per sq. ft.)} \dots\dots (4a)$$

$$\text{or } q_o = q_c B/40 \text{ (tons per sq. ft.)} \dots\dots (4b)$$

where  $B$  is in feet,

$N$  = average standard (or equivalent) penetration resistance (blows per ft.) within depth  $B$  below base level,

and  $q_c$  = average cone resistance (tons per sq. ft.) within that depth.

Hence after substituting Eq. 4 into 3,

$$q_f = NB(1 + D/B)/10 \text{ (tons per sq. ft.)} \dots\dots (5a)$$

$$\text{or } q_f = q_c B(1 + D/B)/40 \text{ (tons per sq. ft.)} \dots\dots (5b)$$

With a factor of safety of 3, the safe bearing pressure is then from Eq. 5

$$q_s = NB(1 + D/B)/30 \text{ (tons per sq. ft.)} \dots\dots (6a)$$

$$\text{or } q_s = q_c B(1 + D/B)/120 \text{ (tons per sq. ft.)} \dots\dots (6b)$$

For silty sands the bearing capacities given in Eqs. 4 to 6 should be reduced by up to one-half, while for sand-gravel mixtures the values may be increased up to twice in accordance with the above mentioned variation of  $N$  and  $\phi$ . Full submergence of cohesionless soils reduces the effective unit weight and, thus, the bearing capacities given in Eqs. 4 to 6 by about one-half. The bearing capacity is, however, not affected by a water table at a depth greater than about 1.5B below base level so that the bearing capacity for intermediate positions of the water table can be interpolated accordingly.(15)

As a check of the proposed relationships between ultimate bearing capacity of footings and the penetration resistance of cohesionless soils, the results of plate loading tests(7,16,17) are given in Table 2 together with the corresponding estimates using Eqs. 4 and 5. It is found that the observed ultimate bearing capacities are conservative and are about twice the estimated values.

in the case of 1 ft. wide footings. However, with increasing footing width the angle of internal friction at the ultimate bearing capacity decreases,(18) as also shown by the results of the loading tests in London (Table 2), so that the proposed relationships are considered reasonable for the footing widths commonly used in practice.

The allowable bearing pressure may be less than the safe bearing pressure if the settlement under the latter is excessive. It has been suggested(19) that a differential settlement of 3/4 in. can be tolerated by most ordinary structures and that this movement will not be exceeded if the allowable bearing pressure causes 1 in. total settlement. From the chart for dry and moist sands,(3) it is found that this allowable bearing pressure is approximately given by

$$q_a = N/8 \text{ (tons per sq. ft.) for } B \leq 4 \text{ ft.} \dots\dots (7a)$$

$$\text{and } q_a = N(1 + 1/B)^2/12 \text{ (tons per sq. ft.) for } B > 4 \text{ ft.} \dots\dots (7b)$$

$$\text{or } q_a = N/10, \text{ approximately, irrespective of } B. \dots\dots (7c)$$

Substituting Eq. 1 into 7a to 7c

$$q_a = q_c/30 \text{ (tons per sq. ft.) for } B \leq 4 \text{ ft.} \dots\dots (7d)$$

$$\text{and } q_a = q_c(1 + 1/B)^2/50 \text{ (tons per sq. ft.) for } B > 4 \text{ ft.} \dots\dots (7e)$$

$$\text{or } q_a = q_c/40, \text{ approximately, irrespective of } B. \dots\dots (7f)$$

Comparison of Eqs. 6 and 7 shows that, irrespective of the relative density of the soil, the bearing pressure is governed by settlement considerations, i.e. the allowable bearing pressure is less than the safe bearing pressure if the footing width exceeds 3 to 4 ft. depending on the footing depth. For raft and pier foundations it has been suggested(20) that twice the allowable bearing pressure of footings can be used. For both types of foundations settlement governs the bearing pressure in all practical cases and the allowable pressure is then given by twice the values estimated from Eq. 7. Since submergence of cohesionless soils increases the settlement by about the same amount as the bearing capacity is reduced, the allowable bearing pressure should be reduced with position of the water table as indicated above for the ultimate bearing capacity.

### Bearing Capacity and Settlement of Piled Foundations

The ultimate bearing capacity of a pile is the sum of the point resistance and skin friction and is given by

$$Q_f = q_p A_p + f_s A_s \text{ (tons)} \dots\dots (8)$$

where  $A_p$  = sectional area (sq. ft.) of pile toe (point).

$A_s$  = surface area (sq. ft.) of pile shaft,

$f_s$  = average unit skin or shaft friction (tons per sq. ft.)

and  $q_p$  = unit point or toe resistance (tons per sq. ft.).

In accordance with Eq. 2 the unit point resistance in homogeneous cohesionless soils may be expressed by



$$q_p = \gamma DN_p \quad \dots \dots \dots (9)$$

where  $D$  = depth of pile point,

and  $N_p$  = pile bearing capacity factor depending mainly on the angle of internal friction of the soil.

It has been found<sup>(5)</sup> that it is safe to take the factor  $N_p$  as constant for a penetration ratio of  $D/B \geq 10$ . For smaller penetrations, the corresponding factor can be obtained approximately by linear interpolation between the footing factor  $N_q$  and the pile factor  $N_p$  so that

$$q_p = \gamma D \sqrt{N_q} + (N_p - N_q)D/10B \quad \text{for } D/B < 10. \quad \dots \dots \dots (10)$$

Similarly it has been indicated that the average skin friction may be expressed by

$$f_s = K_s \gamma \frac{D}{2} \tan \delta \quad \dots \dots \dots (11)$$

where  $\delta$  = angle of skin friction,

and  $K_s$  = average earth pressure coefficient on the shaft.

Analysis of field observations on driven piles shows that the shaft friction coefficient  $K_s \tan \delta$  varies from about 0.25 in loose sand to about 1.0 in dense sand.<sup>(5)</sup>

From the relationship between  $N$  and  $\phi$  given in Table 1 it can then be shown from Eqs. 9 and 11 that approximately

$$q_p = ND, 2 \text{ (tons per sq. ft.)} \quad \dots \dots \dots (12)$$

$$\text{and } f_s = ND/1000 \text{ (tons per sq. ft.)} \quad \dots \dots \dots (13)$$

Although Eqs. 12 and 13 are in agreement with the experience that both unit point resistance and unit skin friction increase with depth and the total bearing capacity increases approximately with the square of the depth, field conditions are generally too complex for a quantitative estimate on this basis. On the other hand, the results of numerous pile loading tests have shown that the ultimate bearing capacity of piles in cohesionless soils can be estimated from the results of static cone penetration tests with an accuracy sufficient for most practical purposes. Thus, it has been found<sup>(4, 21)</sup> that the observed unit point resistance  $q_p$  of piles varied from about two-thirds to one and one-half times the static cone resistance  $q_c$  and on the average

$$q_p = q_c \quad \dots \dots \dots (14a)$$

Substituting the correlation between static cone and standard penetration resistances given by Eq. 1 into 14a, the unit point resistance may be taken as

$$q_p = 4N \text{ (tons per sq. ft.)} \quad \dots \dots \dots (14b)$$

where  $N$  = average standard (or equivalent) penetration resistance (blows per ft.) near pile point.

Similarly, field loading tests on driven displacement piles have shown<sup>(4)</sup> that the observed unit skin friction  $f_s$  of piles varied from about one and one-quarter to three times the static skin friction  $f_c$  on the shaft of a

penetrometer and on the average

$$f_s = 2f_c \quad \dots \dots \dots (15)$$

The greater skin friction of piles compared with that observed on a penetrometer may be explained by the greater lateral compression of the soil during installation of full sized piles compared with that of a penetrometer.

To obtain some information about the variation of the skin friction of piles with relative density of cohesionless soils, the published skin friction measurements on driven displacement piles<sup>(22, 23, 24, 25)</sup> have been analyzed and compared with the average static cone resistance measured throughout the same depth in a penetration test (Fig. 4). While there is a considerable scatter of the test results since the skin friction depends not only on the relative density of the soil and method of installing the pile, but also on the compressibility of the soil, pile dimensions and various other factors, it is found that on the average

$$f_s = \bar{q}_c/200 \text{ (tons per sq. ft.)} \quad \dots \dots \dots (16a)$$

or, substituting Eq. 1,

$$f_s = \bar{N}/50 \text{ (tons per sq. ft.)} \quad \dots \dots \dots (16b)$$

where  $\bar{q}_c$  = average cone resistance (tons per sq. ft.) within depth penetrated by pile,

and  $\bar{N}$  = average standard (or equivalent) penetration resistance (blows per ft.) within same depth.

Fig. 4 also gives the results of a similar analysis of the skin friction observed in static cone penetration tests.<sup>(26, 27)</sup> The great scatter of the results indicates the difficulty of a reliable determination of the skin friction from small scale measurements, but on the average these penetrometer friction values are about one-half of the skin friction of piles for the reasons mentioned above. Hence, the average unit shaft friction on penetrometer is, very approximately,

$$f_c = \bar{q}_c/400 \text{ (tons per sq. ft.)} \quad \dots \dots \dots (17a)$$

or, substituting Eq. 1,

$$f_c = \bar{N}/100 \text{ (tons per sq. ft.)} \quad \dots \dots \dots (17b)$$

On the basis of these correlations the ultimate bearing capacity of driven displacement piles can be obtained by substituting Eqs. 14 to 16 into 8, i.e.

$$Q_f = q_c A_p + 2f_c A_s \text{ (tons)} \quad \dots \dots \dots (18a)$$

using the static cone penetration test,

$$\text{or } Q_f = 4NA_p + \bar{N}A_s/50 \text{ (tons)} \quad \dots \dots \dots (18b)$$

using the standard penetration test results, with an upper limit of the unit skin friction of the piles of about 1 ton per sq. ft. For tapered piles  $A_p$  may be taken as the sectional area at the lower third-point of the embedded pile length

Similarly, the ultimate bearing capacity of driven piles with small soil displacement (e.g. steel H piles) may be taken as similar to that of a penetrometer with an average unit skin friction

$$f_s = f_c \quad \dots \dots (19)$$

Hence, after substituting Eqs. 14, 17 and 19 into 8

$$Q_f = q_c A_p + f_c A_s \text{ (tons)} \quad \dots \dots (20a)$$

using the static cone penetration test,

$$\text{or } Q_f = 4NA_p + \bar{N}A_s/100 \text{ (tons)} \quad \dots \dots (20b)$$

using the standard penetration test results, with an upper limit of the unit skin friction of about 1/2 ton per sq. ft.,

where  $A_p$  = net sectional area of toe (e.g. areas of flanges and web),

and  $A_s$  = gross surface area of shaft (e.g. all surfaces of flanges and web).

As a check of the proposed relationships between the ultimate bearing capacity of piles and the penetration resistance of cohesionless soils, the results of pile loading tests (28,29,30) are given in Table 3 together with the corresponding estimates using Eqs. 18 and 20. It is found that the observed bearing capacities are in fair agreement with the estimated values with a maximum difference of about 20 per cent except for the steel H pile. In the latter case the estimate is conservative and indicates that the effective toe area is somewhat greater than the net section used for the estimate; but further tests are required before an increased toe area could safely be recommended.

It should be noted that the correlations between the penetration resistance and the point resistance and skin friction of piles have been obtained for saturated sand. In the infrequent cases where piles rest in dry or moist cohesionless soils the suggested relationships are therefore conservative. On the other hand, where the penetration ratio  $D/B < 10$ , the point resistance has to be reduced as indicated by Eq. 10 and is, approximately,

$$q_p = q_c D/10B \text{ (tons per sq. ft.)} \quad \dots \dots (21a)$$

$$\text{or } \dots \dots (21b)$$

For very small ratios of  $D/B$ , Eq. 5 for footings should be used. While the ultimate bearing capacity of cast-in-place piles with permanent shell is the same as that of displacement piles, a removable shell may reduce the skin friction to the lower limit given for steel H piles (Eq. 19), the amount of reduction depending on the degree of permanent displacement of the soil. The above equations apply also to piles penetrating through cohesive soil into a cohesionless stratum provided the depth of penetration  $D$  refers to the cohesive soil stratum and the skin friction in the cohesive soil is added to the bearing capacity.

With a factor of safety of 3, the safe pile load is

$$Q_s = Q_f/3 \quad \dots \dots (22)$$

where  $Q_f$  is given by Eqs. 18 and 20. The correlations (Figs. 2 and 3) show that this factor of safety provides a minimum factor of about 1.8 with respect to the most unfavourable results of observed point resistance and observed skin friction of displacement piles and penetrometers.

Since a great part of the bearing capacity of piles in cohesionless soils is due to the point resistance, and since piles are generally spaced at not less than 2-1/2 to 3 times the pile diameter on centres, the ultimate bearing capacity  $Q_g$  of a pile group may be taken as the sum of the bearing capacity  $Q_f$  of the individual piles, i.e.

$$Q_g = nQ_f \quad \dots \dots (23)$$

where  $n$  = number of piles in group.

Hence with a factor of safety of 3, the safe load of the pile group is

$$Q_{gs} = nQ_f/3 \quad \dots \dots (24)$$

For piles passing through compressible material into cohesionless soils it has been suggested (31) that the safe load should not exceed two-thirds of the point resistance ignoring skin friction entirely.

Within the upper limit of the safe load given by Eq. 24, the allowable load on a piled foundation in homogeneous cohesionless soils can be based on similar considerations of settlement as the allowable pressure on deep spread foundations since the relative density of the soil at a short distance below the level of the pile points is sensibly unaffected by the installation of the piles. If it is assumed that the load on a pile group is applied to the soil by an area located at the elevation of the lower third-point of the length of the piles, the allowable load on a small pile group may be taken as that of a pier with a base at the above-mentioned elevation and for a large group as that of a raft at that elevation. It has also been suggested (20) that in both these cases a pressure of twice the corresponding allowable value for a shallow footing of the same area may be used and is unlikely to lead to differential settlements exceeding 3/4 in. On the other hand, the seat of settlement of a piled foundation will almost invariably be in fully saturated soil so that one-half of the loads for dry or moist soils have to be used.

Hence from Eq. 7 since  $B > 4$  ft., the allowable load on a pile may be expressed by

$$Q_a = \frac{q_c d^2 (1 + 1/B)^2}{50} \text{ (tons)} \quad \dots \dots (25a)$$

$$\text{or } = \frac{Nd^2 (1 + 1/B)^2}{12} \text{ (tons)} \quad \dots \dots (25b)$$

for a pile layout in a square pattern and  $0.8 Q_a$  for a triangular pattern,

where  $d$  = average pile spacing (ft.) in group,

$B$  = width (ft.) of pile group (footing or raft),

$q_c$  and  $N$  = average penetration resistance between depths of  $2D/3$  and  $2D/3 + B$ , and other symbols as before.

It is of interest to note that for an average pile spacing exceeding 3 pile diameters, a comparison of Eqs. 22 and 25 indicates that a safe load per pile

using a factor of safety of 3 will frequently govern the allowable load and ensure that the maximum settlement of a piled foundation does not exceed about 2 in. even for a large pile group. This result has been confirmed from an analysis of settlement observations of piled foundations in comparison with the results of pile loading tests on sands. (32)

### CONCLUSIONS

1) In view of the difficulty and expense of procuring undisturbed samples of cohesionless soils, it is frequently most convenient to estimate the relative density and bearing capacity of such soils from the results of penetration tests on the site. The most important types of tests are standard penetration tests, which had previously (1948) been correlated with the relative density of sands and the bearing capacity of spread foundations, and static cone penetration tests, which have for some time (since about 1935) been used for estimates of the bearing capacity of piles.

2) Comparison of the results of standard and static penetration tests at various locations shows that an approximate relationship exists between the standard and static penetration resistances. On the basis of this empirical relationship the relative density and approximate angle of internal friction of cohesionless soils can be estimated from the static cone resistance.

3) The suggested relationship between relative density and angle of internal friction enables the bearing capacity of spread foundations to be estimated from the results of either standard or static penetration tests. Comparison of these estimates with the results of plate loading tests on different sites indicates that the estimates are somewhat conservative, especially for small footing widths.

4) From the empirical correlation between standard and static penetration tests and an analysis of the skin friction measured in pile loading tests and static penetrometers, a method is developed to estimate the bearing capacity of driven displacement piles and piles with small soil displacement (for instance, steel H piles) from the standard penetration resistance. Comparison of these estimates with the results of some pile loading tests shows fair agreement, except for the steel H pile, where the effective toe area is somewhat greater than the net section used for the estimate.

5) The proposed procedure can also be used to estimate the allowable load on spread and piled foundations in cohesionless soils from the results of standard and static penetration tests.

### REFERENCES

1. "Soil Mechanics in Engineering Practice," by K. Terzaghi and R. B. Peck, J. Wiley and Sons, New York, 1948, p. 265.
2. "Improved Soundings Apparatus, as Developed in Holland since 1936," by J. Vermeiden, Proceedings, Second Int. Conf. Soil Mechanics, Rotterdam, 1948, vol. 1, pp. 280-287.
3. "Soil Mechanics in Engineering Practice," by K. Terzaghi and R. B. Peck, J. Wiley and Sons, New York, 1948, pp. 294 and 423.

4. "Application of Results of Deep Penetration Tests to Foundation Piles," by T. K. Huizinga, Proceedings, Building Research Congress, London, 1951, vol. 1, pp. 173-179.
5. "The Ultimate Bearing Capacity of Foundations," by G. G. Meyerhof, Geotechnique, 1951, vol. 2, pp. 301-332.
6. "Eine leichte Rammsonde für geotechnische Untersuchungen," by R. Haefeli, G. Amberg and A. von Moos, Schweizerische Bauzeitung, 1951, vol. 69, pp. 497-503.
7. "Soil Mechanics in Engineering Practice," by K. Terzaghi and R. B. Peck, J. Wiley and Sons, New York, 1948, p. 278.
8. "Foundations in Downtown Sao Paulo (Brazil)," by L. Rios and F. P. Silva, Proceedings, Second Int. Conf. Soil Mechanics, Rotterdam, 1948, vol. 4, pp. 69-72.
9. "Soil Mechanics, Foundations and Earth Structures," by G. P. Tschebotarioff, McGraw-Hill Book Co., New York, 1951, p. 356.
10. "Recent Studies of Foundation Behaviour," by G. G. Meyerhof, The Engineering Journal, Canada, 1954, vol. 37, pp. 123-127.
11. "Progress Report on the Penetration Resistance Method of Subsurface Exploration," by H. J. Gibbs and J. Merriman, U.S.B.R. Earth Lab., Report No. EM-314, 1952.
12. "The Bearing Capacity of Sand," by G. G. Meyerhof, Ph.D. Thesis, University of London, England, 1950.
13. "Foundation Engineering," by R. B. Peck, W. E. Hanson and T. H. Thornburn, J. Wiley and Sons, New York, 1953, p. 221.
14. "Theoretical Soil Mechanics," by K. Terzaghi, J. Wiley and Sons, New York, 1943, p. 124.
15. "Influence of Roughness of Base and Ground-Water Conditions on the Ultimate Bearing Capacity of Foundations," by G. G. Meyerhof, Geotechnique, 1955, vol. 5, No. 3, pp. 227-242.
16. "Bearing Pressure and Penetration Tests on Typical Soil Strata in the Region of the Hirakud Dam Project," by P. L. Khanna, P. C. Vaighese and R. C. Hoon, Proceedings, Third Int. Conf. Soil Mechanics, Switzerland, 1953, vol. 1, pp. 246-252.
17. "An Investigation for the Foundations of a Bridge on Dense Sand," by G. G. Meyerhof, Proceedings, Third Int. Conf. Soil Mechanics, Switzerland, 1953, vol. 2, pp. 66-70.
18. "An Investigation of the Bearing Capacity of Shallow Footings on Dry Sand," by G. G. Meyerhof, Proceedings, Second Int. Conf. Soil Mechanics, Rotterdam, 1948, vol. 1, pp. 237-243.
19. "Soil Mechanics in Engineering Practice," by K. Terzaghi and R. B. Peck, J. Wiley and Sons, New York, 1948, p. 422.
20. "Soil Mechanics in Engineering Practice," by K. Terzaghi and R. B. Peck, J. Wiley and Sons, New York, 1948, pp. 446 and 490.

21. "The Bearing Capacity of a Pile," by C. van der Veen, Proceedings, Third Int. Conf. Soil Mechanics, Switzerland, 1953, vol. 2, pp. 84 - 90.
22. "Pile Loading Tests at Zwijndrecht, Holland," by G. C. Boonstra, Proceedings, First Int. Conf. Soil Mechanics, Cambridge (Mass.), 1936, vol. 1, pp. 185 - 194.
23. "Eenige Beschouwingen over den Puntweerstand van Paalen," by G. C. Boonstra, De Ingenieur, 1910, vol. 55, pp. B33-B45.
24. "Forsøg med Pæle," by C. Ostenfeld, Danske Ingeniørsv. Skrifter, 1942, no. 3.
25. "Predetermination of the Resistance of a Pile on the Basis of Field Shear and Loading Test Values," by A. Mortensen, Proceedings, Second Int. Conf. Soil Mechanics, Rotterdam, 1948, vol. 2, pp. 180 - 185.
26. "The Predetermination of the Required Length and the Prediction of the Toe Resistance of Piles," by Delft University, Proceedings, First Int. Conf. Soil Mechanics, Cambridge (Mass.), 1936, vol. 1, pp. 181-184.
27. "Etude des Fondations sur Pilotis et des Fondations directes," by E. E. de Beer, Annales. Trav. Publ. Belg., 1945, vol. 46, p. 229.
28. "Computed Bearing Capacity of Piles in Residual Soil Compared with Laboratory and Load Tests," by A. J. C. Nunes and M. Vargas, Proceedings, Third Int. Conf. Soil Mechanics, Switzerland, 1953, vol. 2, pp. 75 - 79.
29. "Pile Loading Tests, Morganza Floodway Control Scheme," by C. I. Manzur and J. A. Focht, Proceedings, ASCE, 1953, vol. 79, no. 324.
30. "An Investigation for the Foundations of a Bridge on Dense Sand," by G. G. Meyerhof, Proceedings, Third Int. Conf. Soil Mechanics, Switzerland, 1953, vol. 2, pp. 66 - 70.
31. "Soil Mechanics in Engineering Practice," by K. Terzaghi and R. B. Peck, J. Wiley and Sons, New York, 1948, p. 472.
32. "Theorie de la force portante des pieux dans le sable," by A. W. Skempton, A. A. Yassin and R. E. Gibson, Supplement, Annales Inst. Techn. Bat. Trav. Publ., Paris, 1953, vol. 6, pp. 285-290.

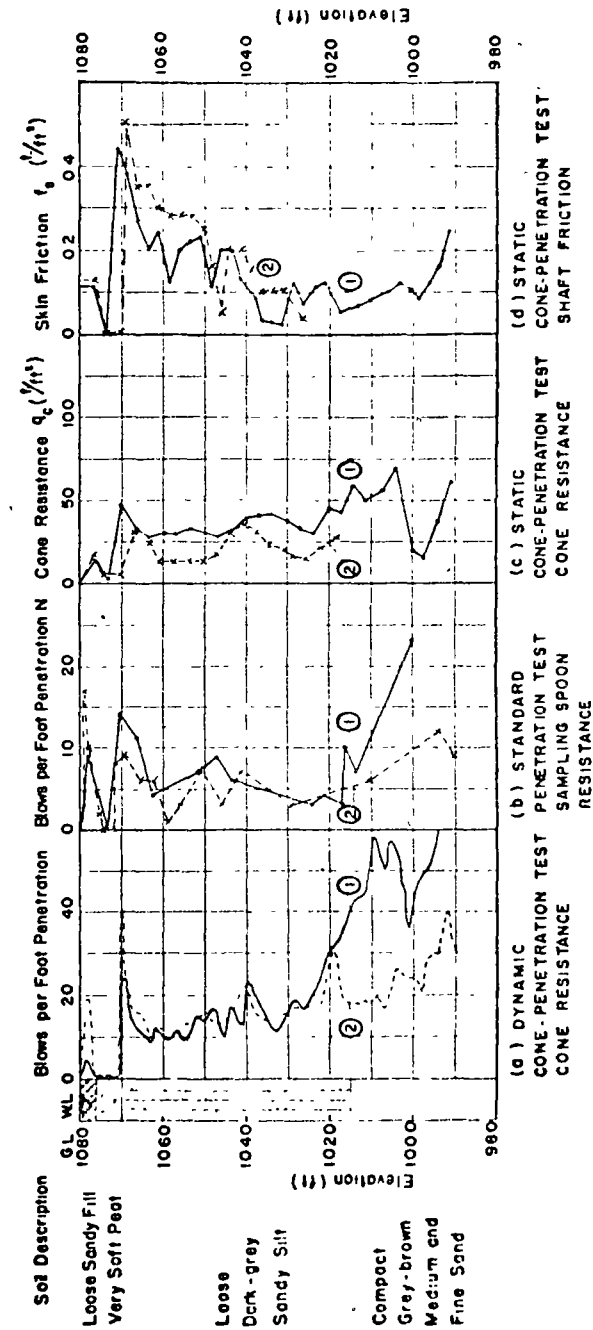


FIG. 1. RESULTS OF DYNAMIC AND STATIC PENETRATION TESTS  
AT TWO LOCATIONS NEAR SCOTIA, ONT

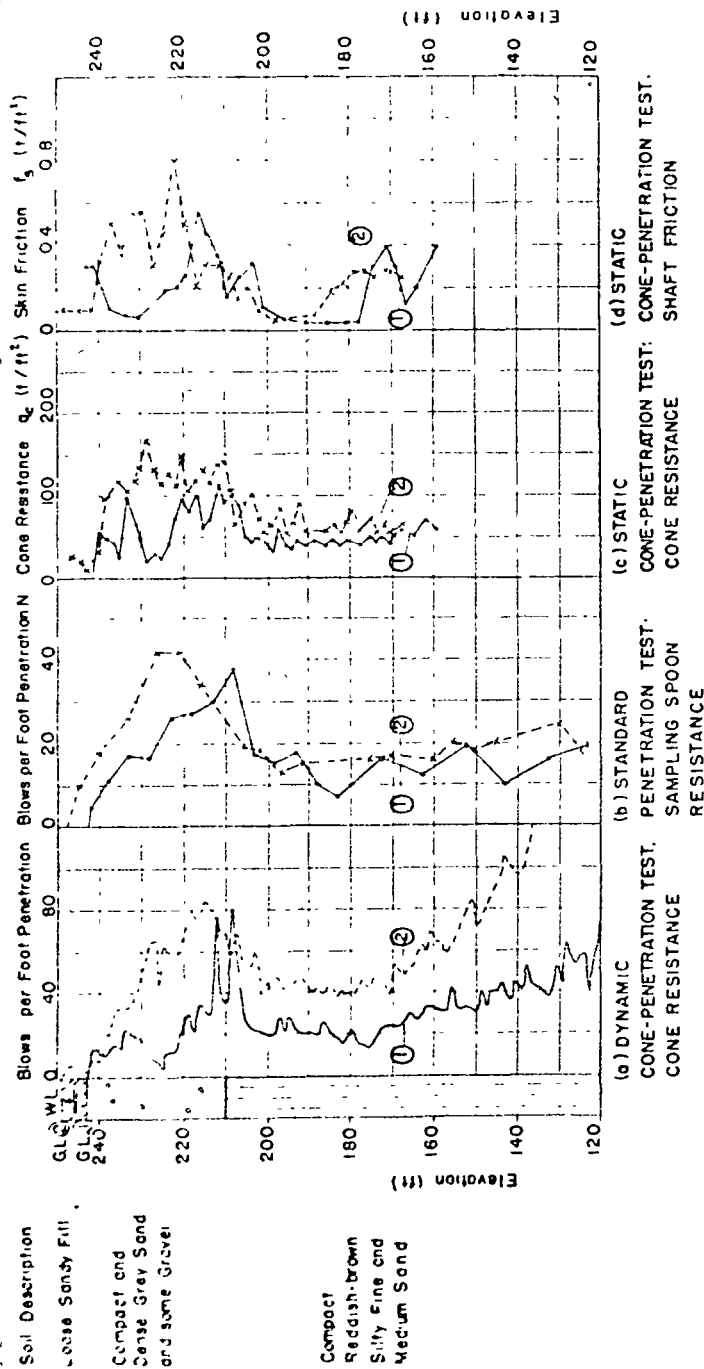


FIG 2. RESULTS OF DYNAMIC AND STATIC PENETRATION TESTS AT TWO LOCATIONS NEAR BURLINGTON, ONT.

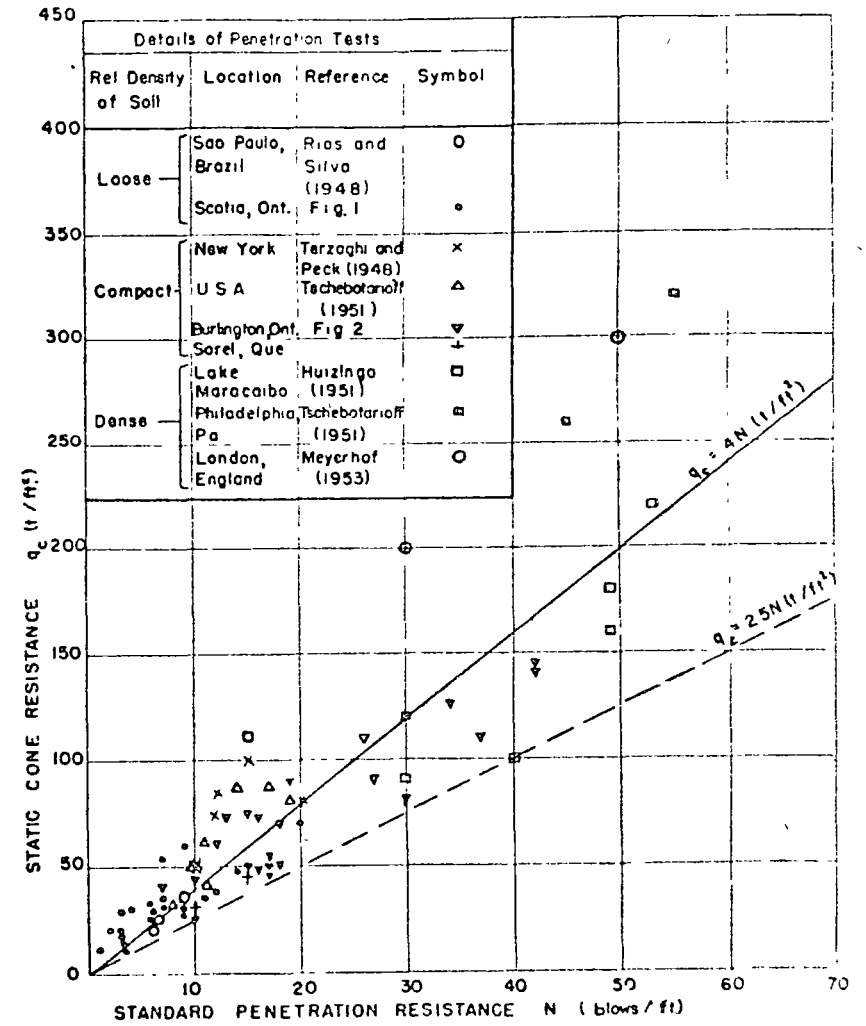


FIG 3. COMPARISON OF STATIC CONE RESISTANCE AND RESULTS OF STANDARD PENETRATION TESTS

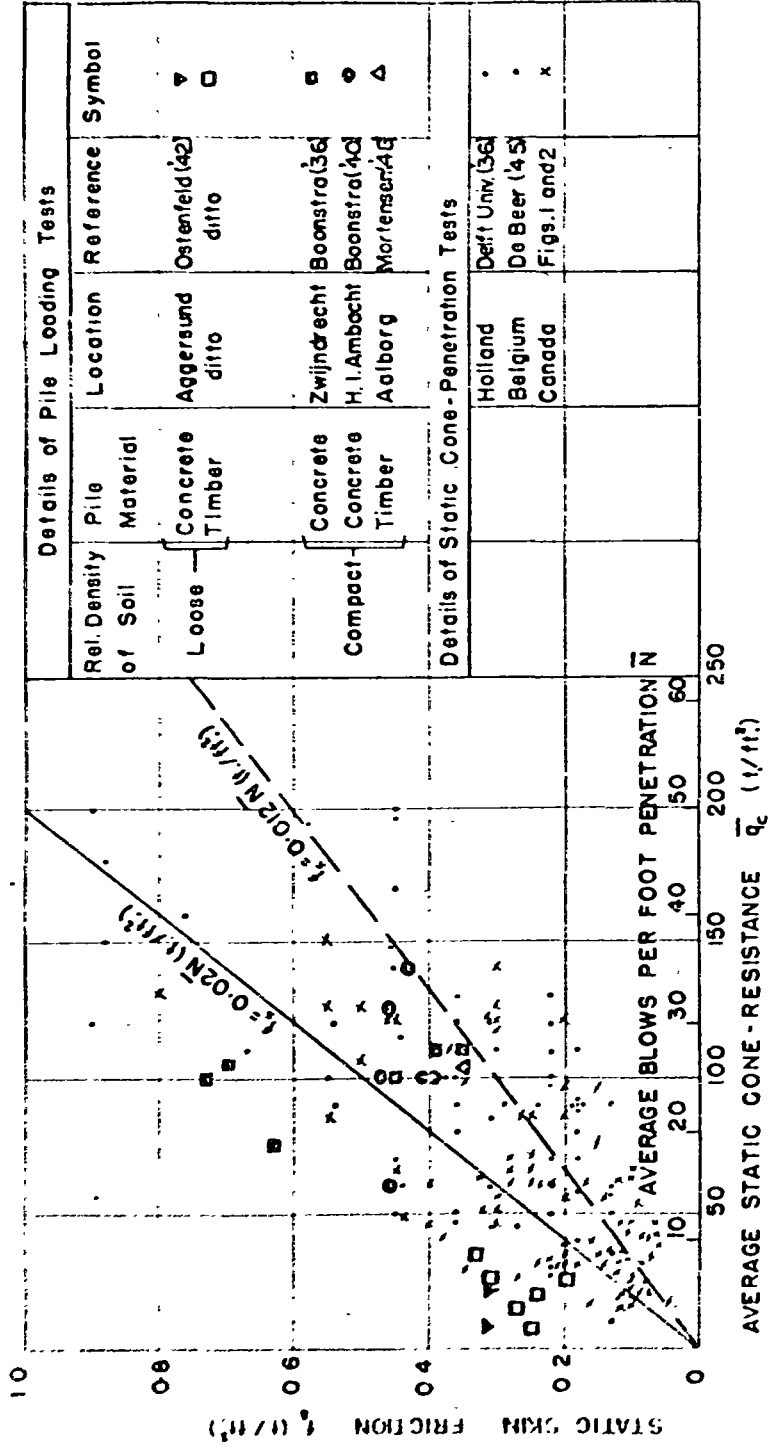


FIG. 4. COMPARISON OF STATIC SKIN FRICTION AND PENETRATION RESISTANCE

TABLE 1  
RELATIONSHIP BETWEEN RELATIVE DENSITY, PENETRATION RESISTANCE  
AND ANGLE OF INTERNAL FRICTION OF COLLISIONLESS SOILS

State of Packing	Relative Density	Standard Penetration Resistance N blows per ft.	Static Cone Resistance $q_c$ tons per sq. ft.	Angle of Internal Friction $\beta$ degrees
Very Loose	< 0.2	< 4	< 20	< 30
Loose	0.2 - 0.4	4 - 10	20 - 40	30 - 35
Compact	0.4 - 0.6	10 - 30	40 - 100	35 - 40
Dense	0.6 - 0.8	30 - 50	100 - 200	40 - 45
Very Dense	> 0.8	> 50	> 200	> 45







CURSO INTENSIVO DE  
"DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMIENTOS PROFUNDOS".

TIPOS DE CIMIENTOS PROFUNDOS  
DESCRIPCION Y PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION

Ing. Luis B. Rodríguez G.  
Septiembre 3, 1974.

CENTRO DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
U N A M  
MEXICO.

## I. - INTRODUCCION.

Existen algunos casos en que la presencia de suelos blandos de grandes espesores impide la cimentación de estructuras a niveles poco profundos y otros en que la presencia de suelos resistentes se localiza a profundidades que sería prácticamente imposible alcanzar. En tales circunstancias es necesario cimentar las estructuras mediante elementos profundos que transmitan la carga a la masa de suelos blandos o directamente a los estratos resistentes.

## II. - TIPOS DE CIMIENTOS PROFUNDOS.

Los tipos más comunes de cimentaciones profundas las constituyen los elementos denominados pilotes y pilas, aunque existen también otros tipos de cimentaciones profundas como los cilindros, cajones, duques de alba, etc....

En general, la distinción entre cada uno de estos elementos, obedece principalmente a su geometría.

No existe un criterio uniforme para señalar la frontera entre los cimientos someros y profundos, pero generalmente se considera que cuando la relación profundidad-ancho de un cimiento excede de 4, el cimiento es profundo.

En general los elementos esbeltos cuyo ancho o diámetro de sección transversal varía entre 0.30 y 1.50m. se les denomina pilotes; aunque dentro de esta misma clasificación,

es común que algunos ingenieros distinguan como pilas a aquellos elementos cuyo ancho o diámetro de sección transversal es mayor que 0.6 m.

Por lo que respecta a cilindros o cajones de cimentación, estos elementos suelen construirse de anchos que varían desde 3.0 m. hasta 6.0 m. o más y su uso, en general, está orientado hacia la cimentación de puentes, u otro tipo de estructuras especiales. Estos elementos serán tratados en otros capítulos.

### III. - USOS DE LOS CIMIENTOS PROFUNDOS.

En general, los cimientos profundos y principalmente los pilotes y las pilas, se usan para los siguientes fines :

a). - Transmitir las cargas de la estructura a una capa de suelo resistente.

b). - Transmitir la carga de la estructura a la masa de suelo blando mediante fricción.

c). - Compactación de suelos granulares para mejorar su resistencia.

d). - Pilote de arena, para consolidar zonas blandas, o pantanosas y soportar cargas de terraplenes, estructuras, etc.

e). - Para resistir fuerzas horizontales, en muelles por ejemplo.

f). - Para usarlos como anclas de tensión, en estructuras de contención o sujetos a momentos de volteo y a flotación.

#### IV. - TIPOS MAS COMUNES DE PILAS Y PILOTES.

En general, los tipos más comunes de pilotes y pilas pueden enfocarse desde varios puntos de vista.

a).- Atendiendo a su forma de trabajo, los pilotes pueden dividirse en pilotes de fricción, cuando toda la carga es transmitida a la masa del suelo por la adherencia que se genera entre la superficie del fuste del pilote y el suelo; en pilotes de punta, cuando toda la carga se transmite directamente a la punta la cual se apoya en un estrato resistente; y en pilotes mixtos, cuando la carga la transmiten en forma simultánea por adherencia y por punta.

b).- Atendiendo a su procedimiento constructivo, pueden dividirse en pilotes hincados, cuando se hincan directamente en el suelo blando; o en pilotes colados "in situ", que son aquellos en los que se vacía concreto dentro de una perforación previamente efectuada, En vista del diámetro que se requiere para el vaciado "in situ", estos últimos elementos caen dentro del rango de las pilas.

c).- Atendiendo a la geometría de su sección, los pilotes pueden identificarse como circulares, hexagonales, cuadrados, triangulares, de sección I, de sección H, de tubo, etc. Por lo general, cuando la sección de un pilote se aleja de la sección circular, la superficie lateral real sobre la que actúa la adherencia, es menor que la obtenida considerando el perímetro total de la sección multiplicado por la lon -

gitud del pilote.

d).- Dependiendo del material de fabricación, los pilotes pueden dividirse en pilotes de madera, de concreto o de acero. Los pilotes de madera fueron muy usados en las cimentaciones antiguas prehispánicas y coloniales de la ciudad, pero actualmente tienen poco uso excepto en cimentaciones de tipo provisional.

e).- Es conveniente mencionar algunos tipos especiales de pilotes, como los pilotes fricción-punta y los electrometálicos. Los primeros, por lo general, son pilotes de concreto que funcionan por fricción en suelos blandos que presentan en su extremo inferior una disminución brusca de sección, generalmente constituida por una punta metálica de acero de corta longitud que se apoya en una capa resistente. Los factores de seguridad de adherencia y de punta se proporcionan en tal forma que el pilote al descender ligeramente, desarrolla carga en la punta e inclusive penetra en el estrato resistente.

Este tipo de pilotes han sido usados con éxito en la ciudad de México, donde los hundimientos regionales son apreciables.

Los pilotes electrometálicos están constituidos por tubos de acero de 1" a 3" de diámetro, y son usados en suelos blandos de tipo arcilloso. Una vez hincados a la profundidad

especificada se les aplica una corriente eléctrica continua - al pilote produciendo el fenómeno electrosmótico en el suelo, recuperando y sobrepasando la adherencia arcilla-pilote disminuida durante el hincado. En vista de su manejabilidad este tipo de pilote ha sido usado con éxito en las arcillas de la ciudad de México sobre todo en recimentaciones de algunas estructuras; a pesar de que su comportamiento está perfectamente estudiado, son poco usados por que no se conocen. Otro tipo especial de pilotes la constituyen los pilotes de control, los cuales se apoyan en estratos resistentes. En estos pilotes la carga de la estructura se transmite a las cabezas de los pilotes mediante un marco de carga anclado a la losa de cimentación y cubos de madera colocados en el pilote. Si existe algún movimiento diferencial entre el estrato resistente donde se apoyan los pilotes y el suelo blando, la diferencia puede absorberse controlando el nivel de los cubos de madera. Este tipo de pilotes es usado con éxito en recimentaciones de estructuras individuales.

#### V. - PRECAUCIONES DURANTE EL HINCADO DE PILOTES.

Una vez que los pilotes han sido definidos en cuanto a tipo, profundidad, geometría, distribución, número, etc., se procede a hincarlos en el terreno para lo cual es muy importante tener en cuenta las siguientes recomendaciones importantes, las cuales pueden ser el punto de partida de

las especificaciones para el constructor.

- a).- La separación mínima que deben tener los pilotes centro a centro es tres veces su diámetro o el lado de su sección transversal, con objeto de que cada pilote pueda desarrollar su propia zona de esfuerzos y su capacidad de carga completa.
- b).- La verticalidad del pilote debe cuidarse y checarse perfectamente mediante alguna guía en el cabezal de la maquina piloteadora o alguna guía independiente. En el caso de pilotes verticales, la desviación horizontal máxima tolerable depende de la separación y la profundidad de los pilotes, pero se recomienda no exceda de 2% a 5% de su altura.
- c).- Para un gran número de pilotes hincandos en el terreno, conviene que el volúmen de suelo desalojado por los pilotes sea mínimo. Se recomienda el uso de una perforación previa cuyo diámetro sea del 10% al 15% menor al diámetro o lado nominal del pilote.  
Esta recomendación es importante, pues los desplazamientos horizontales generados por el volúmen del suelo desplazado por la hinca de pilotes sin perforación previa pueden alcanzar valores de magnitud apreciable,

movimientos en estructura vecinas y remoldeo del - -  
suelo.

- d).- El hincado de los pilotes debe hacerse en forma contĩ-  
nua una vez empezado. sobre todo en suelos arcillosos  
de alta sensibilidad, pues un retardo de horas puede -  
generar recuperación de la adherencia por tixotropía -  
requiriendo de una energía mayor para reiniciar el hin-  
cado.
- e).- Es conveniente llevar un registro del número de gol-  
pes contra la profundidad para cada pilote, a fin de ga-  
rantizar, en el caso de pilotes apoyados por punta, la  
profundidad de desplante de proyecto mediante la "ener-  
gía de rechazo" especificada y, en el caso de pilotes -  
de fricción, para conocer la variación de la adherencia  
durante el hincado.
- f).- La energía de hincado debe ser la necesaria para hin-  
car el pilote sin dañarlo. Es frecuente la falla de la ca-  
beza de los pilotes por una energía de hincado excesi-  
va que algunas veces conduce a la falla total del pilote.  
La energía de hincado está en función de la altura y pe-  
so del pilote y del peso y tipo de martillo que se utilice  
para hincarlo.
- g).- La colocación de madera blanda en capas colocadas en  
la cabeza del pilote es necesaria para su protección du-  
rante el hincado.



## VI. - PILAS COLADAS "IN SITU"

Las pilas coladas "in situ" por lo general, se construyen en diámetros superiores a los 60 cm. y pocas veces alcanzan profundidades mayores a los 30.0 m. En general suelen usarse para estructuras pesadas que requieren de elementos de apoyo que proporcionen las reacciones adecuadas. En algunos casos se construyen con ampliación de base (campana) en el fondo a fin de disminuir la presión de contacto. Este último caso tiene lugar cuando la estabilidad del suelo permite que la excavación de la campana pueda efectuarse a mano en el fondo de la pila o bien mediante el uso de un ademe o camisa que contenga las paredes.

### a) Procedimiento constructivo.

El procedimiento constructivo comprende dos aspectos diferentes: cuando las pilas están fuera del nivel freático o cuando las pilas están dentro del nivel freático.

Es importante mencionar, que además de la presencia del nivel freático, la estabilidad de los materiales que atraviesa la pila es fundamental para su procedimiento constructivo.

#### a.1. Pilas fuera del nivel freático.

Las pilas que se excavan fuera del nivel freático pueden hacerse mediante la excavación de una máquina rotaria o de golpeo para moler el material. Si el material de las pare -

des es estable, el armado y colado de las pila pueden hacerse sin contener las paredes si el material es deleznable o inestable, se hace necesario el uso de un ademe o camisa que impida que la perforación se cierre y el cual se va colocando a medida que avanza la perforación. Después de la perforación se procede al armado y colado de la pila.

En ambos casos, el colado debe efectuarse mediante un tubo tremie que llegue al fondo, para evitar la segregación de los agregados.

El ademe o camisa puede recuperarse a medida que avanza el colado extrayéndolo con la propia máquina de perforación, o puede dejarse ahogado, según lo impidan las fuerzas de fricción del suelo. En este último caso puede considerarse como refuerzo estructural de la pila.

#### a.2. Pilas bajo el nivel freático.

En estos casos las pilas deben colarse bajo agua, teniendo especial cuidado en que el colado se haga mediante un tubo tremie con objeto de que el concreto vaciado siempre descargue sobre concreto y nunca quede en contacto con el agua. Para lograr lo anterior, la trompa del tubo tremie siempre deberá quedar ahogada en el concreto del interior de la pila.

La primera bachada se hará colocando en la punta del tubo un tapón y apoyando el propio tubo en el piso de la pila, es

conveniente que el concreto de la primera bachada sea muy pobre en agua . El colado irá progresando hasta llegar a la superficie a la elevación de proyecto.

Por ningún motivo debe permitirse que el extremo inferior del tubo quede en contacto con el agua pues el concreto se -contamina y pierde su resistencia.

En el caso de derrumbes en las paredes del pozo, puede usarse lodo bentonítico para contenerlas, camisa o ademe metálico.

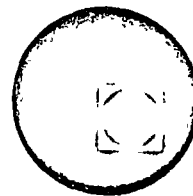
Es conveniente que el lodo de perforación cumpla con las -normas de calidad especialmente las que se refieren al espesor del "cake", al porcentaje de arena y a la viscosidad, a fin de garantizar la suspensión de partículas gruesas y -la adherencia entre las varillas y el concreto.

México, D. F., Septiembre de 1974.





centro de educación continua  
facultad de ingeniería, unam



DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES PROFUNDAS

PILAS DE CIMENTACION

ING. JUAN MANUEL ESCAMILLA

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

## PILAS DE CIMENTACION

**Definición:** Elemento prismático o cilindrico de dimensiones transversales grandes en comparación con su longitud, colado en una perforación. Este elemento de cimentación se apoya en suelos compactos o estratos rocosos capaces de soportar la carga sin peligro de falla o asentamientos excesivos.

El objetivo fundamental de las pilas es el mismo designado a los pilotes por punta, la diferencia entre unos y otros estriba en su dimensión transversal y métodos de construcción.

### VENTAJAS METODO CONSTRUCTIVO

- 1.- Pueden ser construidas hasta la profundidad de proyecto sin importar la presencia de lentes de material compacto, las cuales dificultan el hincado de pilotes de punta.
- 2.- Permite corroborar la naturaleza de los materiales que constituyen el estrato de apoyo y verificar sus propiedades con respecto a las consideradas en el proyecto.
- 4.- La construcción de pilas no producen extrusión de los materiales cohesivos que se atraviesan.
- 5.- Pueden emplearse en sitios donde las vibraciones del hincado de pilotes provocarían movimientos verticales sensibles (estructuras sobre zapatas corridas, pilotes cortos o materiales granulares).

## Desventajas.

- 1.- En general la construcción de pilas presenta dificultades como es el manejo de agua freática y estabilidad de paredes y fondo de la excavación- las cuales para diámetros pequeños las hacen incosteables.
- 2.- En suelos granulares el hincado de pilotes aumenta la compacidad del estrato de apoyo, mientras que el proceso constructivo de las pilas pueda reducirla.

## ASPECTOS QUE DEBEN CONSIDERARSE EN LA SELECCION, DISEÑO Y CONSTRUCCION - DE CIMENTACIONES POR MEDIO DE PILAS.

I.- Selección del tipo de cimentación a partir del conocimiento de las características físicas y mecánicas de los suelos en el sitio y de las cargas que impondrá la estructura.

### II. Factores que intervienen en el diseño.

A.- Capacidad de carga del estrato de apoyo.

B.- Análisis de asentamientos.

C.- Diseño estructural de la pila.

C.1 Cálculo de cargas actuantes en la cimentación

C.2 Diseño de los elementos de la pila

{	Campana
	Embolo ó fuste
	Cabeza

C.3 Revisión de esfuerzos debidos a flexión y excentricidad en la pila.

### III. Aspectos constructivos

Perforación

Limpieza

Instalación del fierro de refuerzo

Colocación del concreto

Inspección.

En este curso nos referimos unicamente a los conceptos:

I, IIA, IIB y III.

1. Selección de una cimentación por pilas

A.- Características físicas y mecánicas del suelo.

a), Determinación del perfil estratigráfico en el sitio por medio de sondeos (Fig. 1 a 4).

a.1 Tipos de suelos, espesor y ubicación de los mismos teniendo en cuenta que gran parte del éxito en la perforación estarán en función del suelo por atravesar.

a.2 Profundidad del nivel freático.

a.3 Compacidad

a.4 Resistencia al corte

a.5 Compresibilidad

b). Determinación a partir del perfil estratigráfico y los resultados de pruebas de resistencia y compresibilidad del estrato de apoyo,

Requisitos del estrato de apoyo:

1.- Alta resistencia al refuerzo cortante (Determinadas de preferencia a partir de pruebas triaxiales o en caso de suelos granulares sin cohesión a partir de pruebas de resistencia en prueba de penetración estándar) Fig. 5)

2.- Baja compresibilidad

II Factores que intervienen en el diseño.

A.- Capacidad de carga del estrato de apoyo.

a.1 Pila apoyada en un suelo cohesivo friccionante ( $c \neq 0$ )

$$Q_p = A_b (c N_c + \gamma D f N_q) \quad \text{Criterio de Meherhof. (1963)}$$

$$\text{Para } d \geq 4 B \tan \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

/...



$Q_p$  = Capacidad de carga última de la base de apoyo.

$A_b$  = Area de la base de la pila.

$C$  = Cohesión.

$D_f$  = Presión efectiva a la profundidad de desplante.

$N_c, N_q$  = Factores de capacidad de carga para cimientos profundos en función del ángulo de fricción interna.

$\emptyset$  = Ángulo de fricción interna del estrato.

$d$  = Empotramiento.

Para valores de empotramiento menores que  $4B \tan(45^\circ + \frac{\emptyset}{2})$

$N_c$  y  $N_q$  se determinarán por interpolación lineal entre  $N_c$  y  $N_q$  de cimentaciones superficiales y profundas correspondientes (fig. 6).

a.2 Pila apoyada en suelo friccionante ( $c = 0$ )

$$Q_p = A_b \left( \gamma D_f N_q \right)$$

a.3 Pila apoyada en suelo cohesivo ( $c \neq 0, \emptyset = 0$ )

Criterio de Skempton.

$$Q_p = C N_c \quad (\text{Fig. 7})$$

$$Q_p = q_c A_b$$

$$Q_{adm} = \frac{Q_p}{F.S.}$$

$Q_{adm}$  = capacidad de carga admisible.

F.S. = factor de seguridad en función de la certidumbre de los datos - obtenidos en campo y laboratorio, de las hipótesis de partida y de las consecuencias que pudiera tener una falla.

a.4 Pilas apoyadas en un manto rocoso.

Debido al gran número de juntas, fisuras, cavidades y diaclasas es difícil determinar la capacidad de carga en estos materiales. Usualmente se efectúan pruebas de carga de placa.

En ocasiones se emplea.

$$q_{adm} = \frac{q_u}{5}$$

$q_u$  = Resistencia en compresión simple.

a.5 Grupos de pilas.

Cuando una carga es tomada por dos o más pilas, es necesario analizar el comportamiento del conjunto suponiendo:

1. Que la trabe que une las cabezas de las pilas es perfectamente rígida
2. Que el suelo contenido dentro de la periferia trazada por las pilas se comporta como bloque sólido.

Bajo estas suposiciones debe compararse el valor  $Q_g$  (capacidad de carga del grupo) con  $n Q_p$ , empleando para el diseño el que resulte menor de los dos.

a.6 Fricción negativa.

En los lugares en donde existen hundimientos regionales, se tiene fricción negativa, en el fuste de la pila, que actúa como carga adicional.

El criterio más generalizado y conservador es calcularla con la siguiente expresión.

$$F = A_s \cdot f_a$$

$F$  = Fricción negativa.

As = Area perimetral de la pila.

Fa = Adherencia media entre pila y suelo para arcillas normalmente consolidadas fa = 0.6 qu.

Para arcillas preconsolidadas fa = 0.3 qu

### B. Análisis de Asentamientos.

Los asentamientos son movimientos verticales de la cimentación debidos a las deformaciones del suelo en el apoyo o abajo de el y acortamiento en el fuste de la pila.

Los asentamientos calculados deberan compararse con los admisibles de acuerdo con las características propias de la estructura.

#### b.1 Asentamientos de pilas apoyadas sobre arena.

El asentamiento de tales elementos se calcula con la siguiente expresión \*(Fig. 8).

$$H_p = \frac{Q_a L}{E_c A_f} + \frac{m C_s f_p Q_a}{E_s A_B} (1 - \nu)^2$$

H<sub>p</sub> = Asentamiento.

Q<sub>a</sub> = Capacidad de carga admisible.

L = Longitud pila.

E<sub>c</sub> = Modulo de elasticidad material pila.

A<sub>f</sub> = Area sección transversal de la pila.

m = Factor de forma 0.95, para área de cimentación circular o cuadrada.

C<sub>s</sub> = Factor de rigidez : 1.0 para cimentación flexible (aquella que se deforma al ocurrir asentamientos en el manto de apoyo) y 0.9 para cimentaciones rígidas.

---

\* Alpan I. "Estimating the settlements of foundations on sands"

$f_p$  = Factor de profundidad : 1.0 para  $\frac{Df}{B} = 1$  y 0.5 para  $\frac{Df}{B} = 5$ .

en donde B = lado o diámetro de la pila.

$\gamma$  = Relación de Poisson del manto de apoyo.

$E_s$  = Modulo de elasticidad del manto de apoyo.

Al desarrollarse la fricción negativa máxima el asentamiento se incrementa. Suponiendo una distribución uniforme de dicha fricción tal incremento es por analogía con la ecuación anterior:

$$H_p = \frac{1}{L} \frac{F \cdot L}{E_c A_f} + \frac{m C_s f_p F}{E_s A_b}$$

## b.2 Asentamientos de pilas apoyadas sobre arcilla.

El análisis se realiza en este caso de acuerdo con la teoría de consolidación (fig. 9).

$S$  =  $S$  suelo +  $S$  fuste.

$$S = \sum_{i=1}^n m_{v_i} \Delta p_i H_i + \frac{Q_a L}{E_c A_f}$$

$S$  = Asentamiento.

$m_{v_i}$  = Modulo de compresibilidad.

$\Delta p_i$  = Incremento de presión efectiva en los estratos compresibles.

$H_i$  = Espesor de los estratos compresibles.

El tiempo en que ocurren el asentamiento se puede estimar de acuerdo con la teoría de Terzaghi con la siguiente expresión:

$$t = \frac{H^2 T}{C_v}$$

H = Espesor del estrato compresible, según las condiciones de frontera del problema.

T = Factor tiempo.

$C_v$  = Coeficiente de consolidación del suelo.

### Ejemplos numéricos

Calcular las dimensiones y capacidad de carga admisible de una pila que servirá de cimiento de una columna de un edificio.

Datos:

Emplear la fig. 10 como perfil estratigráfico del suelo.

Descarga de la columna,  $W = 117.0$  ton.

Factor de seguridad, F.S. = 3

Solución:

La solución se divide en dos partes:

a) Proposición de la profundidad de desplante.

b) Cálculo de la capacidad de carga admisible y de las dimensiones de la pila.

a) Proposición de la profundidad de desplante.

Del perfil estratigráfico se observa que los estratos resistentes comienzan aproximadamente a partir de los 11.0 m de profundidad. Esto se indica por el número de golpes de la prueba de penetración estándar.

Se propone un empotramiento de la pila de  $d_1 = 1.0$  m, por tanto, la profundidad de desplante es de  $D_f = 12.0$  m.

b) Cálculo de la capacidad de carga admisible y de las dimensiones de la pila.

El perfil estratigráfico proporciona los siguientes datos:

$$\gamma_m = 1.6 \text{ ton/m}^3 \text{ (valor promedio)}$$

$$\emptyset = 37.0 \text{ (ángulo de fricción interna del estrato de apoyo)}$$

El estrato de apoyo es un manto arenoso con depósitos sobreyacentes no homogéneos. Por lo tanto,

$$Q_p = \gamma D_F N'_q A_b$$

para  $d \geq 4B \tan(45 + \emptyset/2)$

Se propone un diámetro de la base de la pila de  $B = 0.80 \text{ m}$  (por conveniencia constructiva).

Cálculo del empotramiento:

$$d = 4B \tan(45 + \emptyset/2) = 4 \times 0.80 \tan(45 + 17.5) = 6.13 \text{ m.}$$

Como  $d_1 < d$ , el valor de  $N'_q$  se halla mediante interpolación lineal entre los valores para cimientos profundos y superficiales (fig. 3).

$$\text{Para } \emptyset = 37.0, N'_q = 200.0, N_q = 60.0$$

interpolando

$$d = 6.13 \text{ m, } y = 200 - 60 = 140$$

$$d = 1.0 \text{ m, } y = 140 \times 1/6.13 \approx 23.0$$

por lo tanto,

$$N'_q = 60 + 23 = 83.0$$

Debido a la posición del N.A.F.,  $m$  no se ve afectado.

$$q_p = 1.6 \times 12.0 \times 83.0 = 1600.0 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Como } B = 0.80 \text{ m, } A_b = 0.785 B^2 = 0.502 \text{ m}^2$$

$$Q_p = q_p A_b = 1600 \times 0.502 = 805.0 \text{ ton.}$$

$$Q_a = Q_p / F.S. = 805.0 / 3 = 268.0 \text{ ton.}$$

/...

Por estudios realizados en la zona, se observó que los estratos sobreyacentes no se ven afectados por el hundimiento regional; ésto es, no - - existe problema de fricción negativa.

Entonces, la carga que soporta la pila es de  $W = 117.0$  ton.

Haciendo intervenir la carga (G) provocada por la diferencia del peso de la pila y el peso del suelo excavado, se tiene:

$$\text{Peso específico del concreto} = 2.4 \text{ ton/m}^3$$

$$\text{Peso específico del suelo} = 1.6 \text{ ton/m}^3$$

$$G = (2.4 - 1.6) A_D D_f = 0.8 \times 0.502 \times 12 = 4.8 \text{ ton.}$$

entonces, la carga total que soporta la pila es de:

$$Q_a = 117 + 4.8 = 121.8 \approx 122.0 \text{ ton.}$$

por lo tanto,

$$Q_{adm} > Q_a \quad (268 > 122)$$

$$\text{ó sea para } B = 0.80 \text{ m, F.S.} = 805/122 = 6.6 > 3.0$$

Es necesario reducir el diámetro de la pila, por ejemplo a  $B = 0.60$  m y repetir el proceso anterior.

Para  $B = 0.60$  m. :

$$d = 4 \times 0.60 \tan(45 + 17.5) = 4.60 \text{ m, } d_1 < d$$

Interpolando

$$y = 140 \times 1/4.6 = 30.5$$

$$N_q' = 60.0 + 30.5 = 90.5$$

$$q_p = 1.6 \times 12 \times 90.5 = 1740 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Como } B = 0.60 \text{ m, } A_D = 0.283 \text{ m}^2$$

/...

$$Q_p = q_p A_D = 1740 \times 0.283 = 490.0 \text{ ton.}$$

$$Q_{adm} = 490/3 = 164.0 \text{ ton.}$$

Calculando G :

$$G = (2.4 - 1.6) A_D D_f = 0.8 \times 0.283 \times 12 = 2.7 \text{ ton.}$$

$$Q_a = 117 + 2.7 = 119.7 \approx 120.0 \text{ ton.}$$

$$164 \quad 120, \text{ y para } B = 0.60\text{m, F.S.} = 490/120 = 4.1, \quad 4.1 \quad 3$$

Aún en este caso, es necesario reducir el diámetro B. Para valores menores se realiza un análisis comparativo para pilotes de punta, ya que comienzan a competir, en costo, con las pilas de diámetros menores de 0.60-m.

### Ejemplo # 2.

Dada la planta estructural de la fig. 11, calcular las dimensiones de las pilas requeridas para soportar las descargas señaladas. Emplear el perfil estratigráfico de la fig. 10.

Solución:

Aprovechando los resultados del ejemplo # 1, se obtienen pilas de las siguientes características:

$$\text{Diámetro } B_1 = 0.60 \text{ m, } Q_{adm} = 164.0 \text{ ton, F.S.} = 3.0$$

$$\text{Diámetro } B_2 = 0.80 \text{ m, } Q_{adm} = 268.0 \text{ ton, F.S.} = 3.0$$

Observando las descargas de la planta estructural, se pueden asignar a las columnas las siguientes dimensiones de pilas:



Columna	B en m.	Número de pilas	Descarga en ton.	Q <sub>a</sub> adm	con FS-3
A-1	0.60	1	160.0		164.0
A-2	0.60	1	163.0		164.0
A-3	0.60	1	140.0		164.0
A-4	0.60	1	152.0		164.0
A-5	0.60	1	160.0		164.0
A-6	0.60	1	163.0		164.0
B-1	0.60	2	225.0		164.0
B-2	0.80	2	530.0		268.0
B-3	0.80	2	532.0		268.0
B-4	0.80	2	535.0		268.0
B-5	0.80	1	267.0		268.0
B-6	0.60	1	162.0		164.0
C-1	0.60	1	158.0		164.0
C-2	0.80	1	264.0		268.0
C-4	0.80	1	265.0		268.0
C-5	0.60	1	161.0		164.0
C-6	0.60	1	160.0		164.0

Para las pilas A-3 y A-4 Q<sub>adm</sub> resulta mayor que la descarga. Este exceso puede ser más económico que construir otro tipo de pila exclusivamente para esas columnas. Esto refleja que siempre se analice el costo de la cimentación como un conjunto, y no individualizar los costos de las pilas.

Para las columnas cimentadas sobre dos pilas, la transmisión de carga se lleva a cabo mediante traveses rígidas que unen a las cabezas de las pilas.

Ejemplo # 3.

Calcular la capacidad de carga admisible de una pila con campana apoyada sobre un estrato arcilloso.

Datos:

Descarga de la columna,  $W = 50.0$  ton.

Profundidad de desplante,  $D_f = 8.0$  m.

Cohesión del suelo,  $c = 14.0$  ton/m<sup>2</sup>

Depósitos sobreyacentes compresibles con  $q_u = 2.0$  ton/m<sup>2</sup>

F.S. = 3.0

Solución:

La expresión para el cálculo de la capacidad de carga admisible es

$$Q_{adm} = Q_p / F.S. = 9cA_b / F.S.$$

Se propone un diámetro de la base de la pila de  $B = 1.50$  m, entonces,

$$A_b = 0.785 B^2 = 1.77 \text{ m}^2$$

$$Q_{adm} = 9 \times 14 \times 1.77 / 3 = 74.0 \text{ ton.}$$

Mediante estudios realizados en la zona se observó que los estratos sobreyacentes se ven afectados por el hundimiento regional. Por lo tanto, --- existe fricción negativa.

Cálculo de la fricción negativa desarrollada sobre el fuste de la pila.

$$F^- = A_s f_a$$

en donde

$$f_a = 0.6 q_u = 0.6 \times 2 = 1.2 \text{ ton/m}^2$$

Si el diámetro del émbolo de la pila es de  $D = 0.80$  m, se tiene que;

$$A_s = D D_f = 3.14 \times 0.80 \times 8.0 = 20.1 \text{ m}^2$$

$$F^- = 20.1 \times 1.2 = 24.1 \text{ ton.}$$

Carga que soporta la pila:

$$Q_a = W + F^- = 50.0 + 24.1 = 74.1 \text{ ton.}$$

y comparando se tiene

$$Q_a \doteq Q_{adm} \text{ con F.S.} = 3.0, B = 1.50 \text{ m, } D = 0.80 \text{ m.}$$

NOTA: Se despreció el peso de la pila por ser pequeño.

#### Ejemplo # 4.

Calcular el asentamiento total ( $H_p$ ) de una pila con campana apoyada sobre un estrato arenoso.

Datos:

Descarga de la columna,  $W = 117.0$  ton.

Longitud de la pila,  $L = 12.0$  m.

Módulo de elasticidad del concreto,  $F_c = 4.20 \times 10^5$  ton/m<sup>2</sup>

Módulo de elasticidad del manto de apoyo,  $E_s = 4 \times 10^3$  ton/m<sup>2</sup>

Factor de forma,  $m = 0.95$

Relación de Poisson del suelo,  $\nu = 0.5$

Factor de profundidad,  $f_p = 0.5$

Factor de rigidez,  $c_s = 0.9$

Diámetro de la base de apoyo,  $B = 0.80$  m.

Diámetro del émbolo,  $D = 0.60$  m.

Solución:

La expresión para hallar el asentamiento es la siguiente:

$$H_p = \frac{Q_a L}{E_c A_f} + \frac{m C_s f_p Q_a (1 - \nu^2)}{E_s A_b}$$

Como el diámetro del émbolo es  $D = 0.60$  m,

$$A_f = 0.785 D^2 = 0.283 \text{ m}^2.$$

y para la base

$$A_b = 0.785 B^2 = 0.502 \text{ m}^2.$$

sustituyendo se obtiene:

$$H_p = 0.0117 + 0.0133 = 0.25 \text{ m.}$$

### III. ASPECTOS CONSTRUCTIVOS.

La construcción de pilas comprende las siguientes operaciones:

- a.- Perforación.
- b.- Limpieza.
- c.- Instalación y fijación del fierro de refuerzo.
- d.- Colocación del concreto.
- e.- Inspección.

#### Perforación.

Hasta cerca de 1950, la perforación para el colado de pilas se realizó casi sin excepción por métodos manuales. Posteriormente, se desarrollaron métodos mecánicos de perforación con un alto grado de eficiencia que han desplazado parcialmente a los métodos manuales. Sin embargo, -

la excavación manual aún es requerida en lugares en donde el equipo mecánico no es accesible, y a menudo los dos métodos se emplean en conjunto, especialmente para la construcción de la campana, la limpieza del fondo de la perforación y para corroborar las condiciones del estrato de apoyo.

a) Métodos manuales.

Los métodos manuales más comunes son: el método Chicago y el método Gow.

El método Chicago es apropiado para atravesar estratos arcillosos homogéneos, en donde la impermeabilidad de los mismos permite hacer el trabajo en seco.

En este método, se excava manualmente un tramo que puede variar entre 60 cm. en arcilla blanda y 2.0 m. en arcilla dura. Inmediatamente, las paredes de la excavación son ademadas con tablas verticales sostenidas en contra de la arcilla mediante anillos circulares de acero (fig. 13). Una vez asegurado el ademe, se continúa con la excavación de otro tramo igual al anterior (fig. 14).

Cuando la excavación alcanza la profundidad de proyecto, el fondo puede o no ser ampliado para formar la campana.

Durante el colado del concreto, el ademe queda ahogado dentro de la excavación.

El método Gow generalmente se emplea cuando el estrato arcilloso presenta capas delgadas o lentes de material permeable que originan flujos de agua hacia la excavación, y que por tanto, requieren de ademado previo.

El procedimiento consiste en el hincado telescópico de cilindros de acero de 1.80 m. de largo, en el estrato arcilloso, procediéndose a la excavación manual del suelo dentro de cada cilindro (fig. 15).

En este tipo de perforación se facilita la construcción de la campana, lo que generalmente se aprovecha para obtener mayor capacidad. En el momen-

to del colado los cilindros pueden recuperarse.

b) Métodos mecánicos.

Actualmente, una amplia variedad de equipos y técnicos ha sido desarrollada para elaborar la perforación mecánica. En su forma más simple, dependiendo de la consistencia del suelo o roca, la excavación se realiza por medio de brocas y botes o espirales (fig. 16) accionados por un eje vertical rotatorio.

La campana se efectúa mediante rimas adicionadas a botes especiales (fig. 17); aunque, en el caso de excavaciones estancas, se realiza con pico y pala.

Cuando las condiciones del suelo lo permiten, este tipo de maquinaria puede excavar rápida y económicamente perforaciones cuyos diámetros varían desde 30 cm. hasta 3.0 m. o más, y profundidades mayores de 30.0 m.

Debido a la rapidez con que se efectúa la excavación mecánica en suelos cohesivos, es posible terminar la perforación sin ademar hasta completar el proceso, ya que la cantidad de material caído no es considerable.

Cuando el material es demasiado suelto, para permitir el proceso anterior, el ademado se realiza simultáneamente con la perforación empleando agua o lodo bentonítico como fluido estabilizador. Este sistema de ademado no permite hacer la inspección de la base de apoyo, por lo que, en los casos en donde la importancia de la obra exige esta inspección, se procederá a emplear ademe metálico.

c) Estabilidad del fondo y preparativos para el colado del concreto.

En todos los métodos de excavación para pilas, la estabilidad del fondo es de vital importancia durante los preparativos finales para el colado del concreto sobre el estrato de apoyo. Esto se debe a que en numerosos ejemplos, las investigaciones sobre asentamientos severos de pilas han revelado que el concreto fué fuertemente contaminado por el suelo caído antes -

o durante el colado del mismo.

La estabilidad del fondo de la excavación de una pila está determinada -- por los mismos factores que gobiernan el fondo de una excavación a cieloabierto; por lo tanto, se puede presentar el problema de falla de fondo.

En perforaciones donde hay necesidad de bombear agua hacia el exterior, -- se puede romper la estabilidad del fondo debido a la influencia de las -- presiones de filtración ascendente. En arenas compactas no se presenta -- esta situación, ya que las presiones sufren un incremento sumamente pequeño.

En arena suelta, sin embargo, la carga hidráulica provocada por el nivel freático produce un incremento importante de la presión hidrostática que ocasiona la ebullición de estos suelos.

#### Colocación del concreto.

Al terminarse la perforación, se coloca el armado de acero para colar posteriormente el concreto de la pila.

Existen dos métodos de colocación del concreto:

- a) Concreto colado en seco.
  - b) Concreto colado bajo agua o lodo bentonítico (concreto Tremie).
- a) Concreto colado en seco.

El colado en seco se efectúa cuando el nivel freático se encuentra debajo de la profundidad de desplante. En la Ciudad de México, estas condiciones son frecuentes en las zonas de transición y lomas.

La colocación del concreto se realiza mediante una tubería de colado llevada hasta el fondo de la excavación. En caso extremo el concreto se deposita por medio de botes.

Las posibles consecuencias debidas a un mal juicio sobre los demás puntos se reflejan en los asentamientos observados en la obra terminada.



Como medida de precaución, el concreto no se verterá desde la superficie, - para evitar la segregación del mismo.

b) Concreto colado bajo agua o lodo bentonítico.

En los sitios en donde el nivel freático es interceptado o en perforaciones inestables, la excavación se mantiene llena de fluido estabilizador. El colado del concreto, bajo estas condiciones, se efectúa empleando una tubería-llevada hasta el fondo de la excavación. En la parte superior de la misma se coloca una tolva alimentadora, dentro de la cual el concreto es vertido. El colado se inicia manteniendo siempre el extremo inferior de la tubería - sumergido dentro del concreto fresco ya colocado, para evitar que se mezcle con el fluido estabilizador.

Otra forma de verter el concreto es a base de presión proporcionada por una compresora. Esto permite al agua o lodo bentonítico desplazarse hacia el exterior de la excavación.

En perforaciones ademas metálicamente, se evitará tener el ademe arriba - del nivel del concreto colado, para evitar derrumbes.

En los métodos anteriores, el colado del concreto será continuo. En general, no se requiere de vibración ya que la compactación se realiza por peso propio.

Inspección.

Los objetivos de la inspección durante la construcción de las pilas son:

- a) Corroborar el alineamiento y las dimensiones de la pila.
- b) Comprobar si el estrato de apoyo es el adecuado.
- c) Verificar que la excavación se encuentre limpia.
- d) Revisar el procedimiento de colado del concreto.

Generalmente, se permite que el error máximo en la verticalidad de una pila sea del 1% de la longitud de la misma (ref.2).

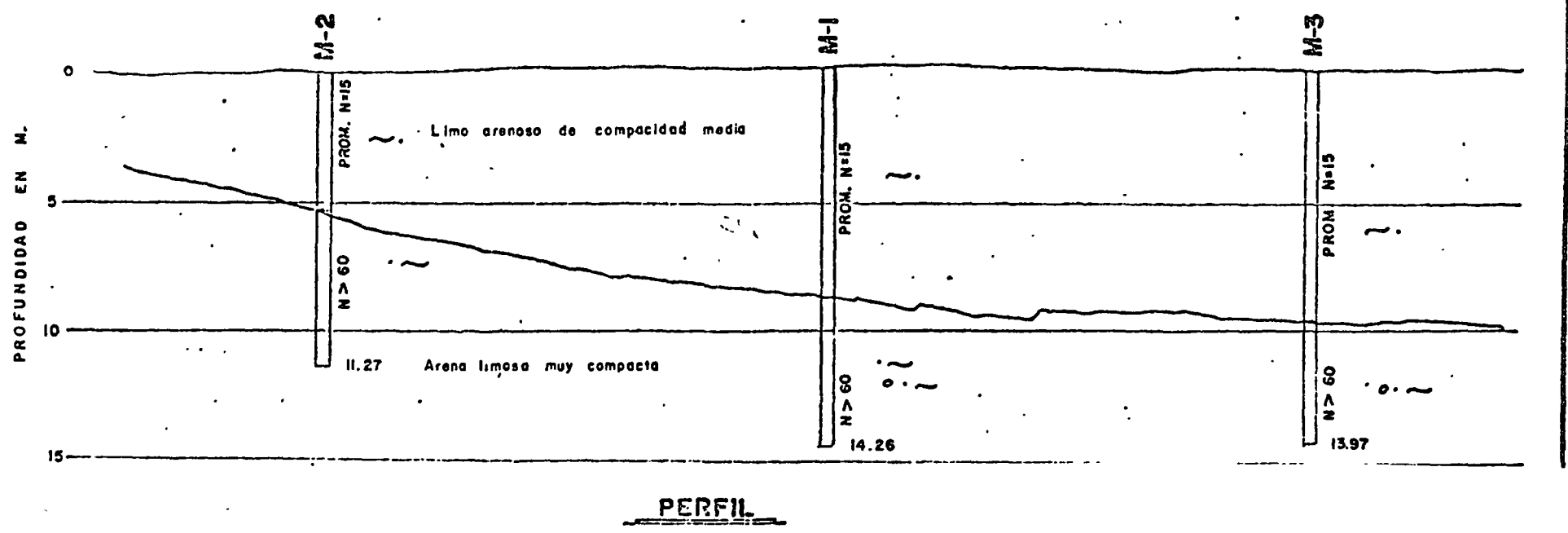
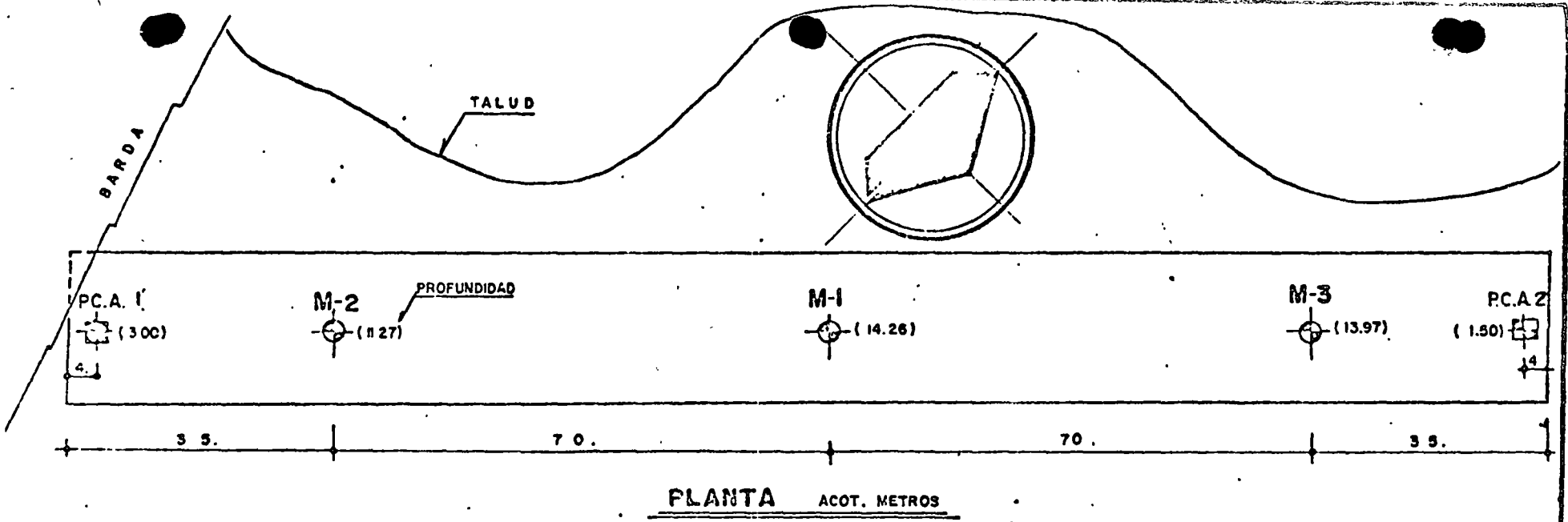
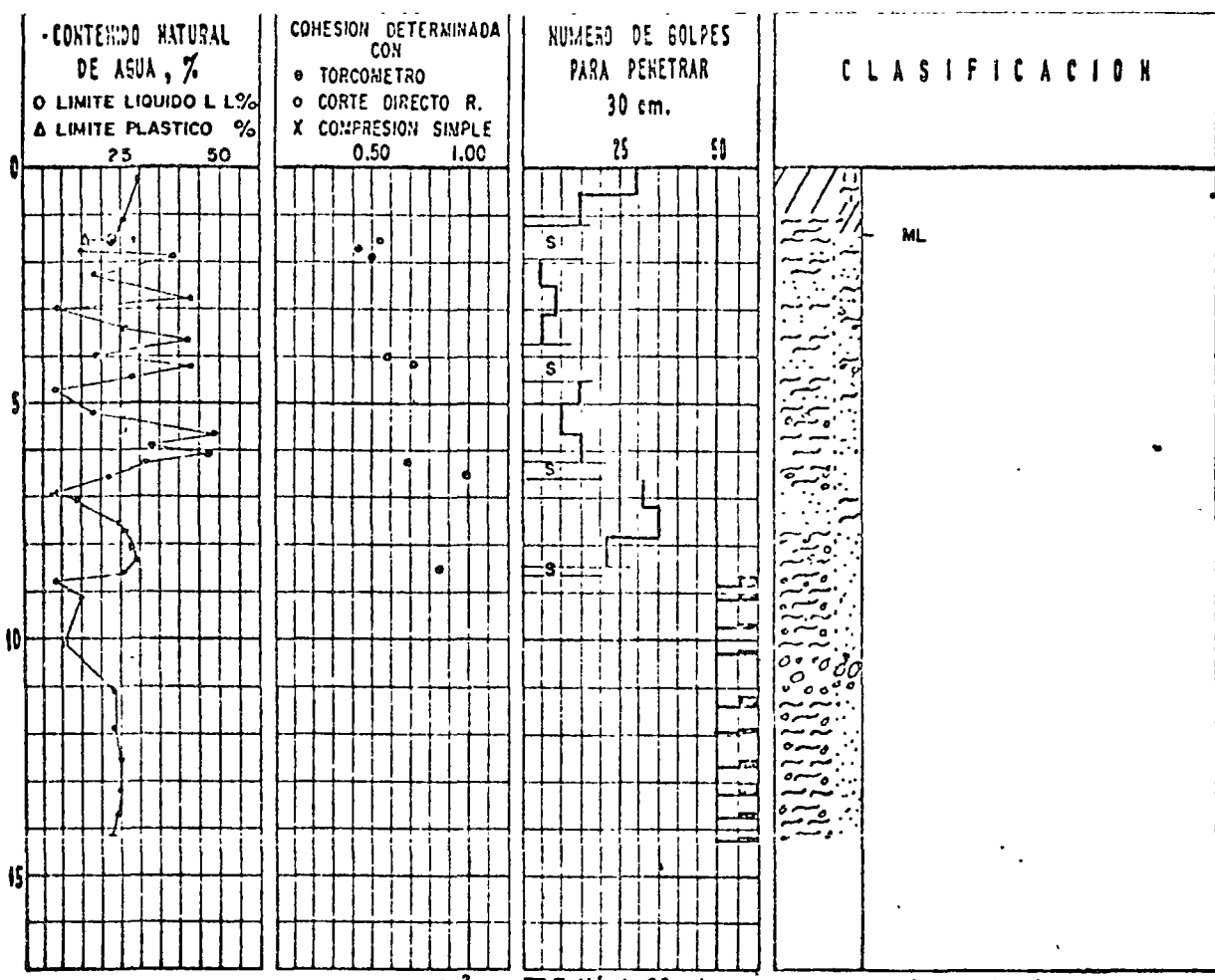


Fig. 1.

PROFUNDIDAD, en metros



COHESION EN Kg/cm<sup>2</sup>

Más de 60 golpes  
 Tubo Shelby

No se encontró el nivel freático

*SIGNOS CONVENCIONALES:*

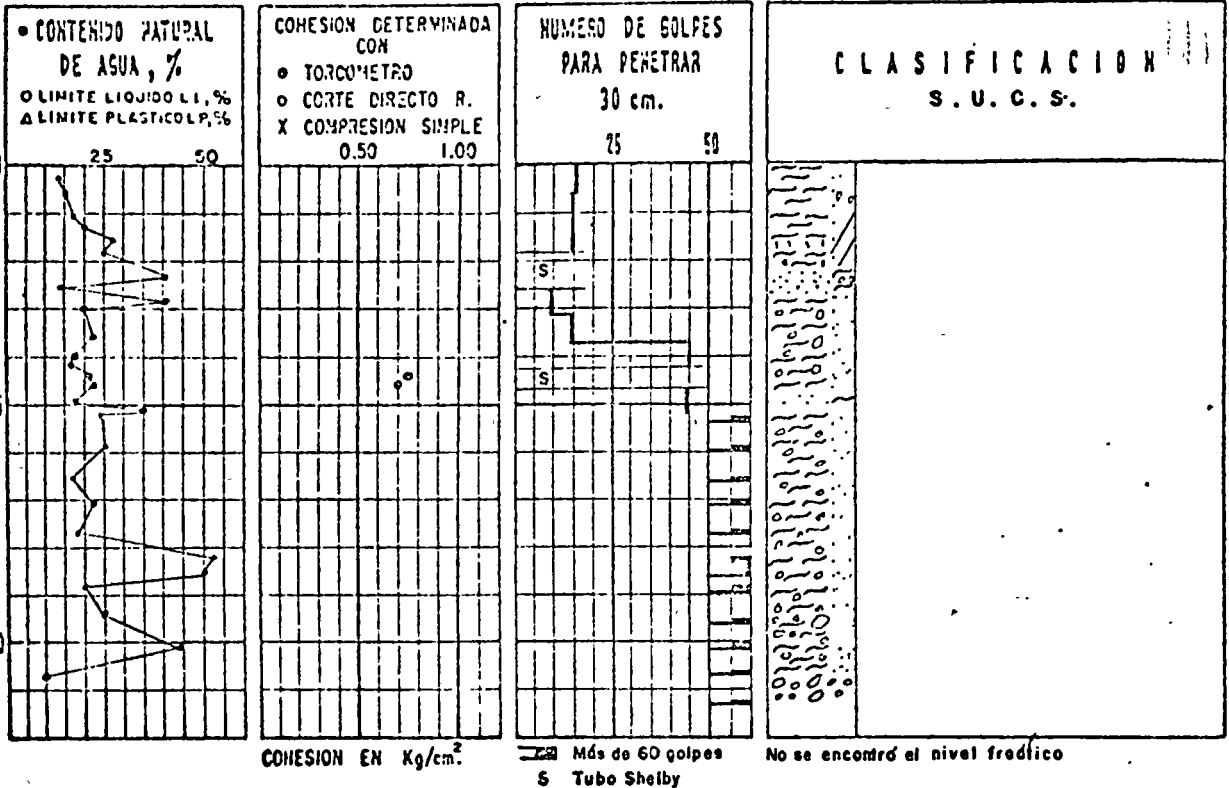
- FLENO
- ARCILLA
- LIMO
- ARENA
- GRAVA

**NOTA:**  
 Peso del martillo: 64 kg.  
 Altura de caída: 75 cm.

SONDEO M.I.

FIG. 2.

PROFUNDIDAD, en metros



SIGNOS CONVENCIONALES:

- RELLENO
- ARCILLA
- LIMO
- AREIA
- GRAVA

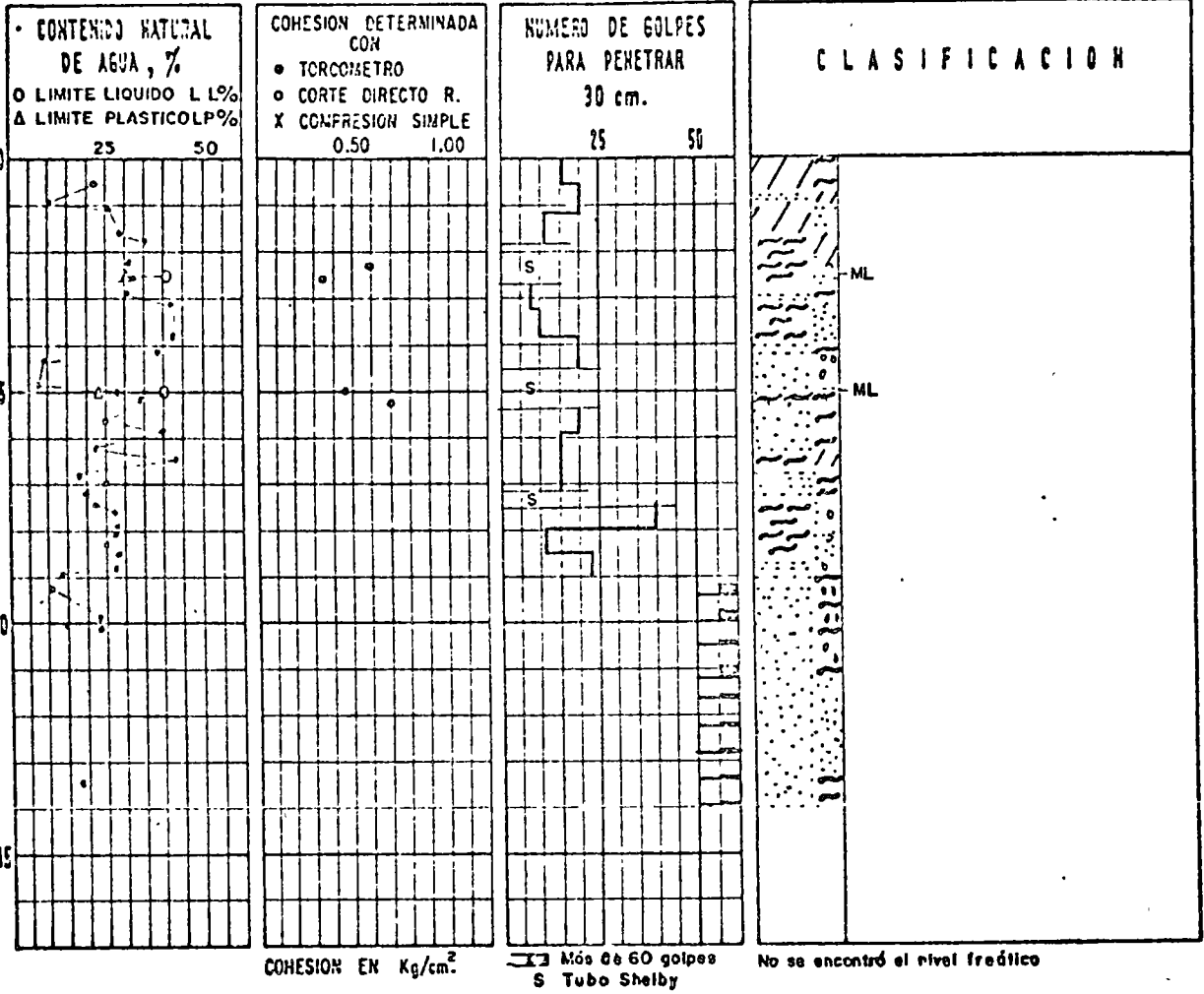
NOTA:

Peso del martillo: 64 kg.  
 Altura de caída: 75 cm.

SONDEO N.º 2.

F14.3.

PROFUNDIDAD, en metros



SIGNOS CONVENCIONALES:

- ARENILLA
- ARCILLA
- LIMO
- ARENA
- GRAVA

NOTA:  
 Peso del martillo : 6.4 kg.  
 Altura de caída : 75 cm.

SONDEO M3

FIG. 4.

30 cm. debe retirarse el penetrómetro, renovando 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 compactación, 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

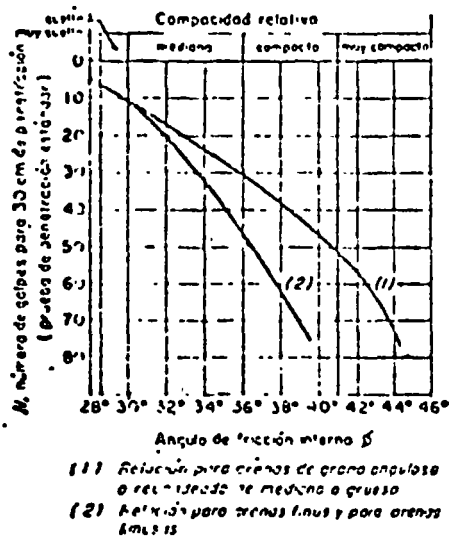


FIG. A-6 CORRELACIÓN ENTRE EL NÚMERO DE GOLPES PARA 30 CM DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR Y EL ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA DE LAS ARENAS

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 aciliosos plásticos las correlaciones de la prueba estándar con  $q_u$  son mucho menos dignas de crédito.

En la Fig. A-6 aparece una correlación 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 compactación relativa en la arena y, consecuentemente,

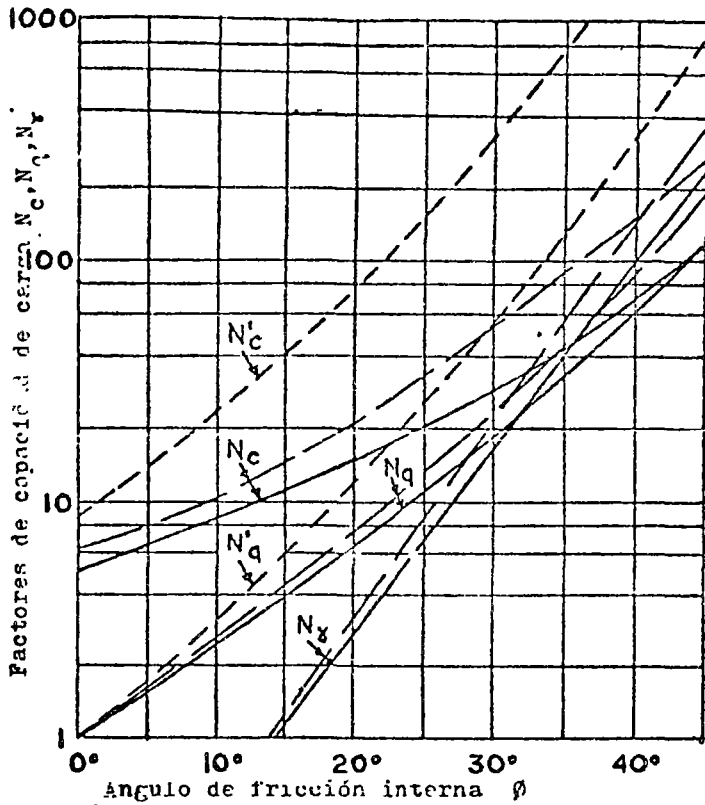


Fig.6.- factores de capacidad de carga para cimientos superficiales y profundos.

- cimientos profundos ( $D/B > 4 - 10$ )
- cimientos superficiales cuadrados ( $D < B$ )
- cimientos superficiales continuos. ( $D < B$ )

✓  
4

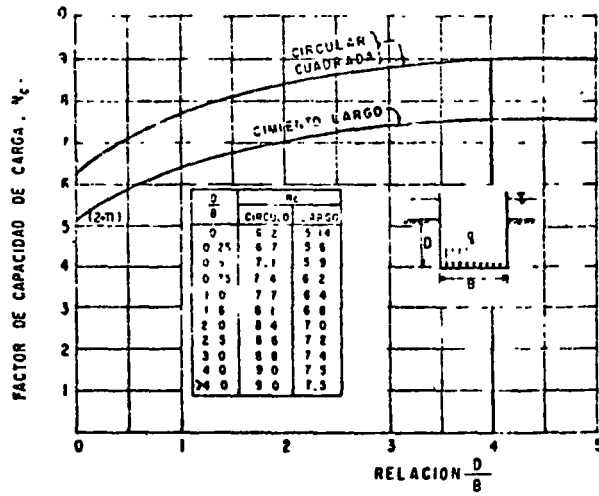


Fig. 7. Valores de  $N_c$  según Skempton, para suelos puramente cohesivos.



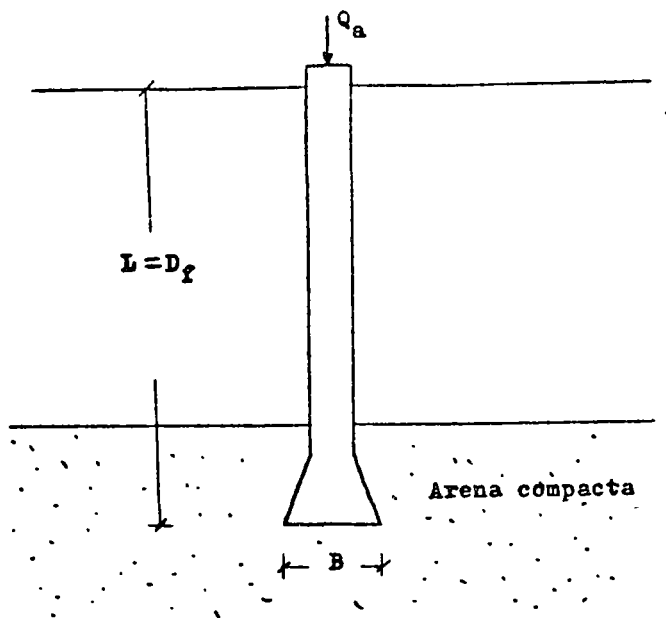


Fig. 8. Factores que intervienen en una pila apoyada sobre arena.

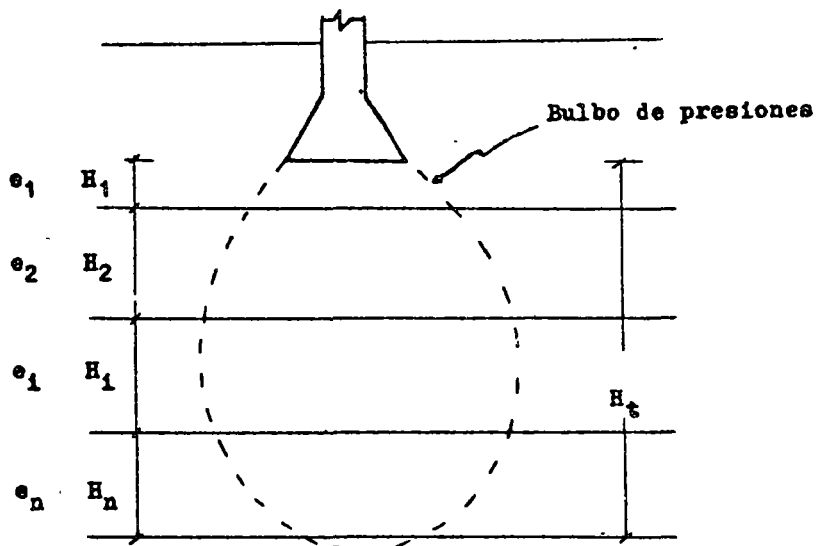


Fig. 9. Selección de los estratos  $H_i$  para el cálculo de los asentamientos de una pila apoyada sobre arcilla.

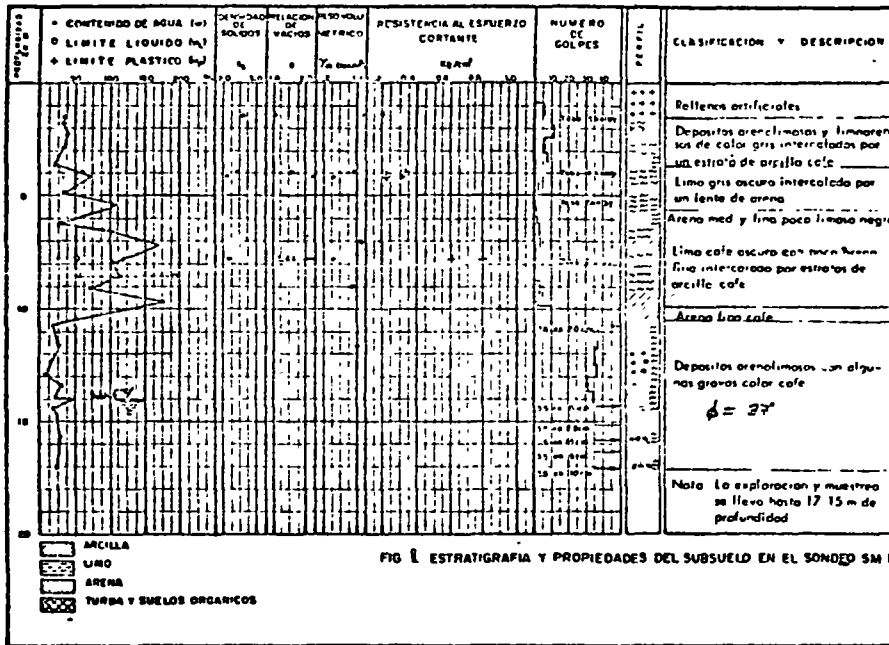


FIG 1 ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO EN EL SONDEO SM I

#19.10

M

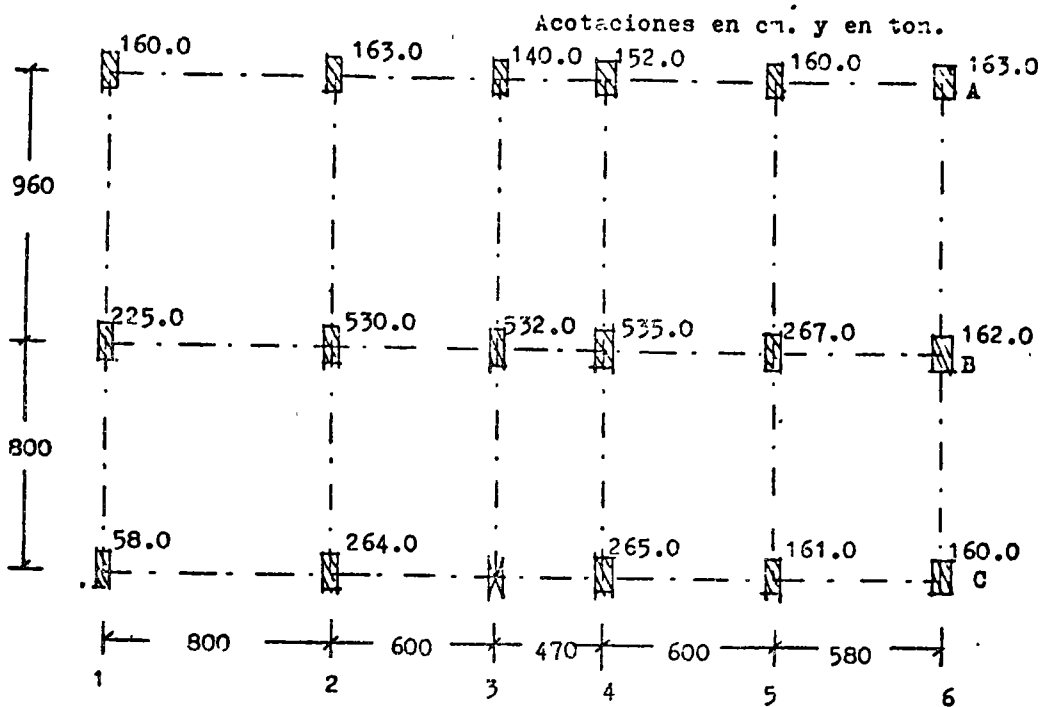


Fig. 11. Descargas al subsuelo.

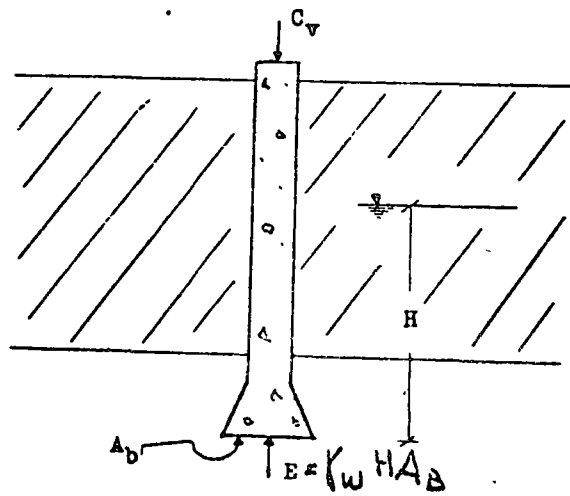


Fig. 12. Influencia de la subpresión.

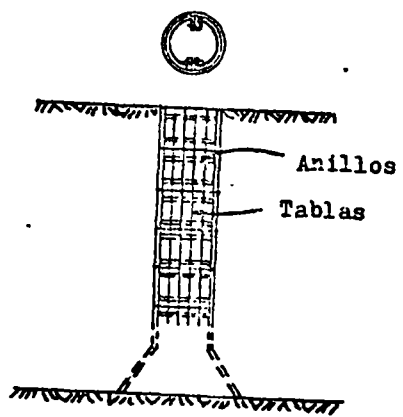


Fig. 13 Método Chicago



Fig. 14 Continuación de tramos ademados.

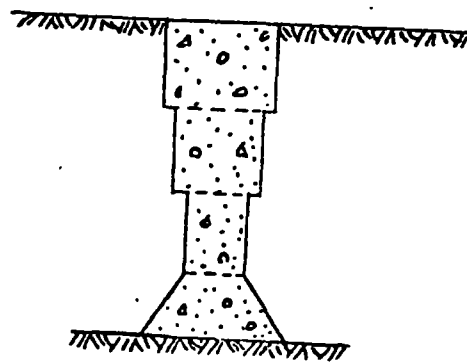


Fig. 15 Método Gow

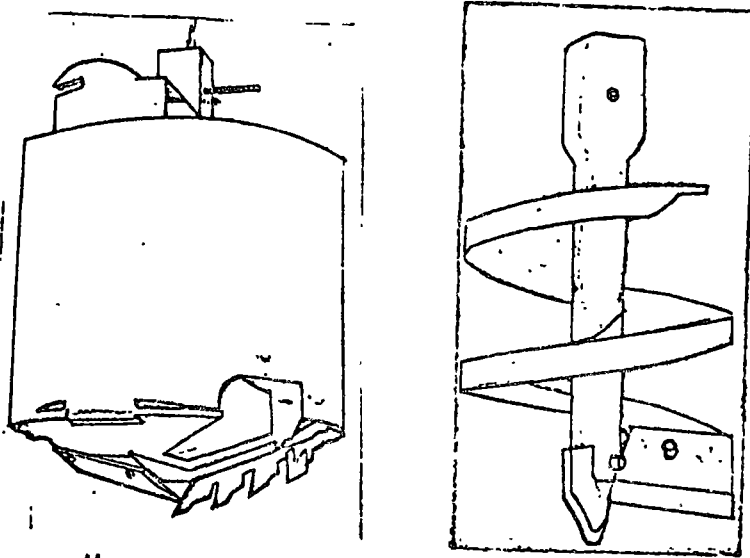


Fig. 46. Bote y espiral para la excavación de pilas.

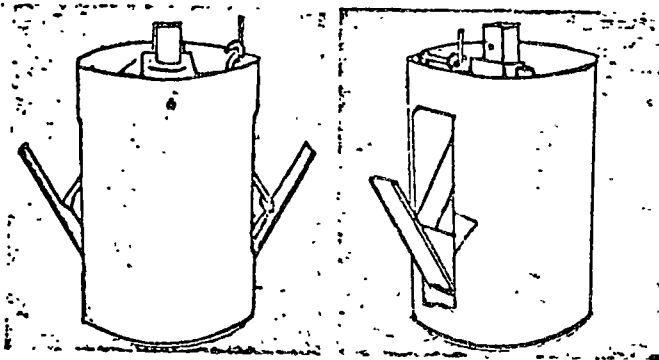
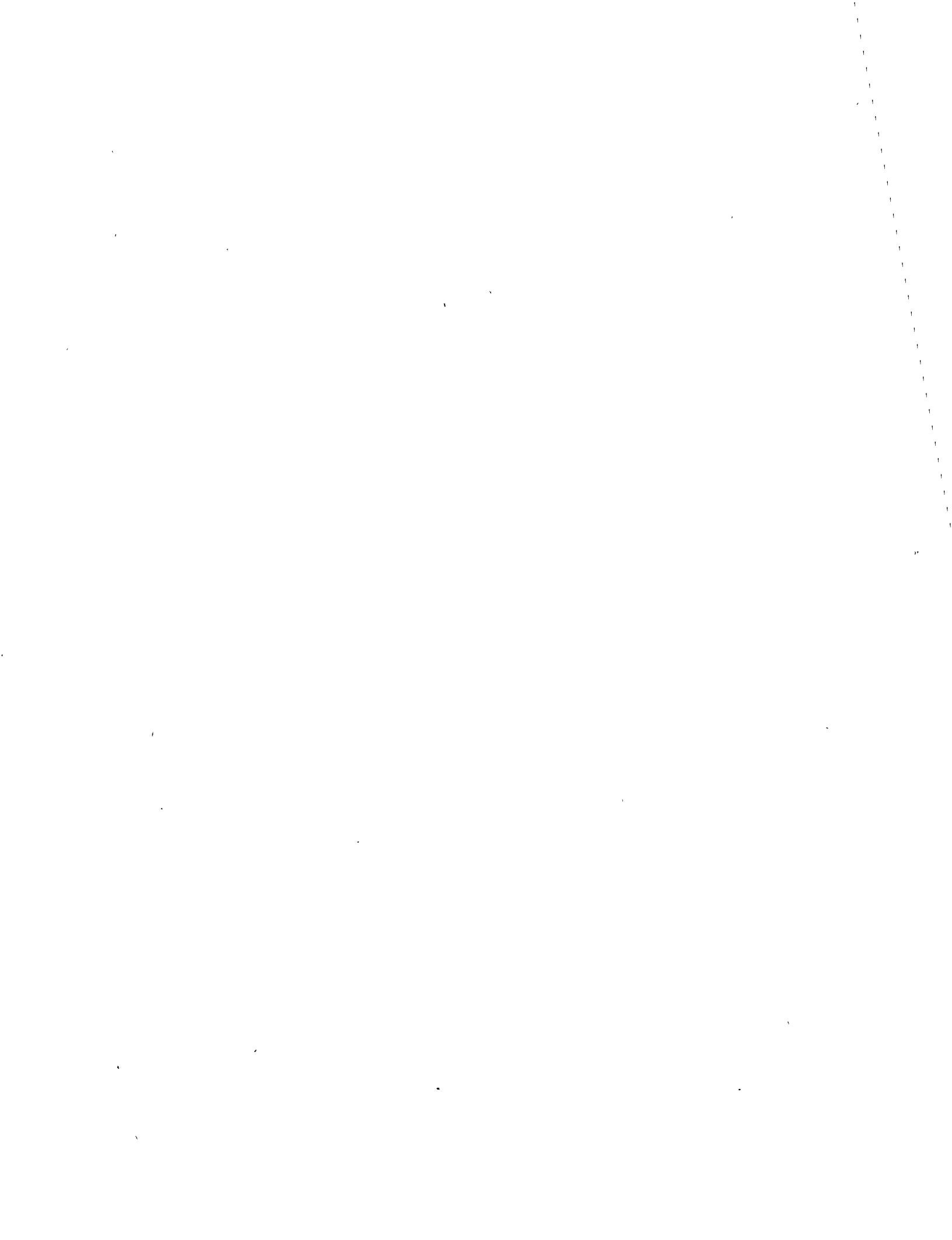


Fig. 47. Rimas para excavar la campana.





centro de educación continua  
facultad de ingeniería, unam



DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES PROFUNDAS

CIMENTACION SOBRE CILINDROS

ING. GABRIEL MORENO PECERO

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

# ALGUNOS COMENTARIOS EN RELACION CON CIMENTACIONES PROFUNDAS MEDIANTE CILINDROS.

## PROBLEMAS ESPECIALES.

### I.- Fricción Lateral.

Una de las situaciones críticas que se presenta durante la construcción de los cilindros, es que éstos frecuentemente se quedan "pegados", es decir, el suelo circundante al cilindro ejerce fuerzas en él, que se oponen a que baje. Es conveniente, dada la frecuencia con que se presenta esta situación, el estudiarla con cierto detalle. Por ello separaremos los dos elementos que intervienen: el tipo de suelo y el cilindro.

En cuanto al primero de los factores conviene dividirlo en suelos de comportamiento friccionante y suelos de comportamiento cohesivo. Como ejemplo típico de los primeros tenemos a las arenas secas o saturadas, y del segundo a las arcillas.

#### a). Suelos de comportamiento friccionante.

En este tipo de suelos el esfuerzo de fricción entre ellos y los cilindros depende de la fuerza normal en la superficie de contacto y de la naturaleza de las superficies en cuyo contacto se desarrolla la fricción.

La fuerza normal ( $\sigma$ ) a su vez es función del peso propio de las partículas sólidas del suelo que se encuentran a profundidades menores que la correspondiente a la posición de fuerza normal, y se acepta que existe una cierta proporcionalidad entre ese peso propio y la fuerza normal, de manera que si llamamos a este coeficiente de proporcionalidad  $k$  puede escribirse:

$$\sigma = k \gamma z \quad (1) \quad \text{donde:}$$



$\sigma$  = esfuerzo normal.

$k$  = coeficiente de proporcionalidad.

$z$  = profundidad a la que se considera  $\sigma$ .

El esfuerzo de fricción que podemos llamar  $f$ , a la profundidad  $z$  dentro de la magnitud de

$$f = \mu \sigma \quad (2) \text{ donde:}$$

$f$  = esfuerzo de fricción

$\mu$  = coeficiente de fricción.

El coeficiente de fricción depende de la naturaleza de los materiales en contacto, en este caso suelo friccionante y concreto.

Reuniendo las fórmulas 1 y 2 se tiene

$$f = \mu k \sigma z \quad (3)$$

Para el coeficiente  $k$  deben considerarse las teorías de empuje de tierras que existen, tales como la de Rankine donde definen 3 coeficientes: el pasivo,  $k_p$ , debido a la condición de empuje pasivo, el activo,  $k_a$ , debido a la condición de empuje activo y el coeficiente de empuje en reposo,  $k_0$ , debido a la condición de reposo del suelo.

La primera pregunta que surge al respecto es ¿cuál de los 3 coeficientes mencionados es el que debe emplearse en el cálculo de la fricción?, si se analiza con detalle esta cuestión se llega a la conclusión de que ninguna de las 3 representa la condición en que se comporta el suelo en la vecindad del cilindro, pero quizá los que más se aproximan son  $k_a$  y  $k_0$ . De estos 2 el más adecuado resulta ser  $k_0$  debido a que si las partículas sólidas de la arena no se movieran sería, sin duda, el empuje en reposo la condición a considerar; como las partículas sólidas del suelo se mueven, realmente el empuje que ejercen disminuirá y por lo tanto, el coeficiente de empuje será un -

poco menor que el de reposo. Algunas experiencias al respecto han mostrado que un valor adecuado para este coeficiente es de 0.4.

En cuanto al coeficiente  $\mu$ , de fricción entre el suelo y el concreto del cilindro, su valor como ya se indicó, depende de la naturaleza de las superficies en contacto. Se ha encontrado adecuado expresarlo en función del material cuyo comportamiento cambia, es decir, en función de la fricción de la arena, teniendo en cuenta que normalmente los cilindros o son de concreto o se recubren de acero. Algunas normas alemanas al respecto recomiendan considerar a  $\mu$  como:-

$$\frac{1}{3} \tan \phi < \mu < \frac{2}{3} \tan \phi \text{ donde:}$$

$\phi$  = ángulo de fricción interna del suelo.

En términos generales, la  $\phi$  de las arenas varía entre 30° y 45° de manera que puede escribirse como:

$$0.19 < \mu < 0.66$$

Se sugiere que el menor valor se emplee cuando se tienen arenas muy sueltas de granos redondeados y con mala granulometría en contacto con acero y el mayor valor de  $\mu$  para el caso de arenas compactadas de granos angulosos y de mala granulometría en contacto con concreto.

Si se toman en cuenta los valores numéricos mencionados se llega a la conclusión de que el esfuerzo de fricción varía entre:

$$f = \begin{cases} 0.08 \gamma z \\ 0.26 \gamma z \end{cases}$$

es decir, que el valor máximo es del orden de 3 veces el mínimo o lo que es lo mismo que como máxima la fricción entre suelo y cilindro sea 3 veces mayor que el valor más pequeño de ésta.

Es conveniente observar que de acuerdo con la fórmula teórica la fricción es función directa de la profundidad  $z$ .

Hasta aquí la parte teórica.

Experiencias al respecto indican que a partir de unos 7 -- a 8 m de profundidad, para suelos friccionantes, la fricción permanece prácticamente constante. Para explicarnos este hecho, tenemos que revisar las hipótesis de la teoría en el sentido de observar si se cumplen en la realidad. En estas condiciones, puede fácilmente llegarse a la conclusión de que en el caso en estudio, el suelo se mueve con respecto al cilindro a una velocidad que va siendo mayor a medida que la profundidad  $z$  se aproxima a la correspondiente a la cuchilla del cilindro, todo esto, debido al procedimiento constructivo que se emplea (pozo indio). Esto quiere decir que si se acepta la fórmula general teórica de la fricción, para que  $f$  se mantenga constante a pesar de que  $z$  se incrementa es necesario que algo disminuya, ese algo puede ser el producto  $\mu k$  y el incremento de  $z$  debe ser contrarrestado por el decremento de  $\mu k$ , la disminución de éste último producto puede deberse a que la  $k$  <sup>disminuye</sup> o  $\mu$  o bien ambos; existiendo estas tres alternativas posibles se llega a la conclusión de que lo más factible de suceder es que disminuye  $\mu$ , para ello basta recordar que el efecto dinámico reduce la fricción hasta en algunas ocasiones anularla. La anterior consideración teórica lleva a una conclusión práctica interesante, entre más rápido se mueve la arena con respecto al cilindro, menos fricción se ejerce entre éste y la arena; quizá esta observación sea la regla pero para solucionar el problema tan común mencionado al principio, de que el cilindro se queda detenido.

Si esto es así, todas las recomendaciones que se den al respecto deben tratar de cumplirla.

Analizando la misma situación desde otro punto de vista, y pensando fundamentalmente en la zona del cilindro en que la fuerza de fricción se va incrementando con la profundidad, se puede hacer la reflexión. Hace tiempo se hicieron algunas mediciones de presiones en las paredes de algunos silos encontrándose resultados similares al mencionado, es decir, que a partir de una cierta profundidad el esfuerzo normal a la pared se mantenía prácticamente constante. Por otra parte, también existe un estudio teórico de las presiones vertica

les que recibe una estructura cilíndrica (alcantarilla) cuando sobre ella se coloca una sobrecarga impuesta por un terraplén, en él, Spangler y Marston encontraron que también a partir de una cierta altura del terraplén los esfuerzos que se ejercían sobre la estructura se mantenían prácticamente constantes; la razón en ambos casos se ha explicado en la teoría de la mecánica de suelos mediante el llamado arqueado de suelos; este efecto en esencia consiste en que las partículas sólidas del suelo en lugar de ejercer su peso sobre las que están debajo de ellas, lo transmiten a las que están a su lado, de manera que son éstas las que sufren los mayores esfuerzos a expensas de que las que le sigan hacia abajo descansen de estos mismos esfuerzos, si esto es cierto, quedaría decir que en la zona en que los esfuerzos de fricción son prácticamente constantes el descanso mencionado no es total, es decir, la disminución de las presiones verticales efectivamente existe pero no es en magnitud tal que mantenga las fuerzas de fricción constantes con la profundidad, quizá la explicación más razonable a esta situación sea la combinación de los dos efectos mencionados, es decir, la disminución de  $\mu$  por el efecto dinámico que se tiene cuando la arena se mueve con respecto al cilindro y el del arqueado de los suelos.

Analizando así la situación conviene indicar cuál o cuáles son las soluciones más adecuadas.

#### Primera solución:

Abatir con rapidez el nivel de las aguas en el interior del cilindro. Esta solución tiene un doble efecto benéfico, por un lado, el peso del cilindro aumenta pues pasa de una condición de sumergido a no sumergido, por otro lado se establece un flujo de agua a través de la arena, ascendente con ella en la zona de apoyo del cilindro que la "suelta" y hace que penetre hacia el interior del cilindro provocando en muchas ocasiones el hincado del mismo. Analizando teóricamente este problema con el objeto de poder responder a la pregunta de

cuánto es conveniente abatir del nivel de agua en el interior del cilindro, la teoría nos indica que debe ser como mínimo, la magnitud determinada por la siguiente fórmula:

$$h = \frac{\gamma'}{\gamma_0} L \quad \text{donde:}$$

$\gamma'$  = peso volumétrico sumergido del suelo.

$\gamma_0$  = peso volumétrico del agua.

L = longitud de recorrido del agua dentro del suelo.

Si se quisiera dar una recomendación práctica de lo anterior, se tendría que decir que el abatimiento mínimo del agua en el interior del cilindro debe ser una fracción de la longitud de hincado del cilindro en el suelo y que esa fracción es el valor absoluto de la diferencia entre el peso volumétrico del suelo saturado menos el peso volumétrico del agua.

#### Segunda solución.

Una segunda solución que en ocasiones se ocurre es el disminuir el material que aparece a partir del nivel a que se lleva el cilindro con el objeto de que el que está en contacto con el cilindro pierda su apoyo y su peso venza la fricción interna del suelo, en estas condiciones, se tendrá una especie de falla de la masa de suelo vecina al cilindro (en una distancia que depende de la resistencia friccionante del suelo y de la fricción entre suelo y cilindro. Analizando teóricamente esta condición se llega a la conclusión de que la distancia horizontal que debe excavarse hacia los lados del cilindro y abajo del nivel de apoyo de éste, debe variar entre 2 cm y 6 cm por cada metro de altura del cilindro.

Esta recomendación tiene la desventaja de que cuando en ocasiones se emplean explosivos para hacer la excavación mencionada se produce en el agua una alta presión que a veces llega a fracturar el cilindro.

Tercera solución.

Como tercera solución poco empleada en la práctica, se tiene el uso de chiflones de agua. Si se quiere analizar teóricamente su efecto se llegará a la conclusión de que en esencia provoca la disminución de la fricción entre cilindro y suelo por la correspondiente disminución del coeficiente de fricción al inducir el movimiento de las partículas sólidas del suelo y del agua misma en la vecindad de la pared exterior del cilindro.

Cuarta solución.

Como cuarta solución se ocurre aquella que tiende a cambiar la naturaleza de los materiales en contacto y que consiste en esencia en poner en la superficie exterior del cilindro, antes de hincharlo, una grasa que disminuye definitivamente la fricción.

b). Suelos de comportamiento cohesivo.

Como ejemplo típico ya se anotó antes a las arcillas y realmente en este caso, éstas lo que hacen es pegarse al cilindro, es decir, adherirse; se siente que existe una cierta correlación entre la resistencia del suelo y la fuerza con la que se adhiere al cilindro, desde luego no se puede afirmar de antemano que tal relación sea lineal. La resistencia de este tipo de suelo está expresada por:

$$s = c \quad \text{donde:}$$

s = resistencia

c = cohesión.

es decir, la resistencia es constante e independiente del esfuerzo normal, luego entonces la adherencia también lo será.

Resultados de algunas pruebas realizadas por Tomlinson muestran que para cohesiones relativamente pequeñas la adherencia puede considerarse de igual magnitud a éstas pero a medida que se va incrementando el valor de la cohesión la adherencia va teniendo valores más pequeños que ésta llegando a ser prácticamente constante (independiente del valor de la cohesión) siendo  $4 \text{ ton/m}^2$  la magnitud que alcanza para el caso de arcillas en contacto con acero y de  $6 \text{ ton/m}^2$  para el caso de arcillas en contacto con concreto.

A fin de llegar a soluciones del problema que nos ocupa es conveniente mencionar que los factores de los que depende la resistencia y por lo tanto la adherencia, son la estructura del suelo y su contenido de agua.

Sabido es que a medida que se incrementa el contenido de agua se disminuye la resistencia de las arcillas; en cierta forma lo que sucede puede explicarse con relativa facilidad si se considera que entre las partículas sólidas existen fuerzas que son las que generan la resistencia del suelo, si se disminuyen las fuerzas de atracción entre las partículas sólidas, también lo hace la resistencia del suelo, y para ello una posibilidad es aumentar la presión hacia las partículas sólidas aumentando el espesor de la película de agua que existe entre partícula sólida y partícula sólida, es decir, lo que se requiere es incrementar el contenido de agua del suelo; por otra parte existen entre las partículas sólidas fuerzas de repulsión que disminuyen en su magnitud a medida que se incrementa la concentración de sales que tenga el agua del suelo; en este caso lo que se requiere, para disminuir la resistencia del suelo, es aumentar la magnitud de las fuerzas de repulsión y para ello se necesita disminuir la concentración de sales en el agua; en resumen, si se quiere disminuir la adherencia entre suelo y cilindro habrá necesidad de disminuir la resistencia del suelo y para ello existen dos alternativas en cuanto al contenido de agua:

- a) Incrementar el contenido de agua.
- b) Disminuir la concentración de sales que existen en el agua del suelo.

Llevadas las anteriores ideas a la práctica, se encuentra el ingeniero, con el problema de que es necesario aumentar el contenido de agua en la profundidad de la pared externa del cilindro para disminuir ahí la adherencia y para eso requerirá provocar un flujo del agua hacia esa frontera; es obvio que entre más rápido provoque ese flujo, mayor eficiencia obtendrá del procedimiento, pero las arcillas son materiales muy poco permeables y por lo tanto en condiciones normales el flujo de agua a través de ellas es muy lento, surge entonces la necesidad de incrementarlo en cuanto a rapidez y por lo tanto se tiene como posibilidad para lograrlo la electrósmosis. En el pasado se han hecho algunas pruebas obteniéndose resultados relativamente satisfactorios, por ejemplo, con motivo del proyecto de un túnel de 3.5 m de diámetro interior a profundidades de 15 a 20 m -- a través de los depósitos lacustres de arcilla blanda de la Ciudad de México, apareció el problema de la construcción de lumbreras de acceso cuyo diámetro interior se proyecta del orden de 8 m. Dadas las características de baja resistencia al corte y de expansividad de las arcillas del Valle, se llegó a la conclusión de que la solución más adecuada sería la de hincar un cilindro de concreto, haciéndolo bajar por su propio peso y excavando en el fondo, sin abatir el nivel del agua dentro del cilindro, con objeto de contrarrestar la falla por el fondo. De acuerdo con los estudios realizados se previó que la adherencia entre concreto y suelo será, por lo menos, de  $3 \text{ Ton/m}^2$  de área perimetral del cilindro; esto implica que la pared del cilindro debería tener un espesor no menor de 1.25 m, si se deseaba garantizar el peso suficiente para vencer la adherencia. Se pensó entonces en la forma de disminuir la adherencia, recurriendo a la "electrósmosis", con el fin de reducir el espesor de la pared, ya que, por razones estructurales no se requieren más de 25 cm, para soportar las presiones laterales hasta una profundidad de 20 m. Se realizaron entonces pruebas de extracción de un tubo de hierro de 13 m de longitud y 8.9 cm de diámetro exterior, que se había hincado previamente y dejó reposar por un lapso de 15 días. Se ejecutaron varias pruebas a diferentes intervalos de tiempo, sin tratamiento alguno. Enseguida se aplicó una corriente eléctrica, haciendo funcionar al tubo como cátodo y empleando como ánodos dos varillas de acero con



la misma longitud que el tubo, hincadas a 2 m de distancia a ambos lados de ésta. Bajo un potencial de 40 volts, la corriente se aplicó durante periodos sucesivos de 5, 10 y 15 minutos, suspendiendo en cada uno de ellos la corriente inmediatamente antes de realizar la prueba de extracción. Finalmente, se llevó a cabo una última prueba extrayendo el tubo mientras la corriente estaba actuando, después de 5 minutos. La Figura 9 ilustra las variaciones de la adherencia a través del tiempo y en ella puede observarse que ésta disminuye notablemente con la corriente eléctrica, pasando de valores máximos de  $3 \text{ Ton/m}^2$ , sin tratamiento, a  $0.1 \text{ Ton/m}^2$ , después de 5 minutos de tratamiento. Este fenómeno es una consecuencia de la acumulación de agua alrededor del cátodo. De tales resultados experimentales se concluyó que la pared del cilindro tendrá un espesor de 25 cm y estará provista de una camisa exterior de lámina de hierro, Núm. 14 ó 16, servirá simultáneamente de cimbra y cátodo. En su etapa final el cilindro tendrá, en su extremo inferior, una tapa de concreto colada bajo el agua. Pero, al retirar el agua del interior para iniciar los trabajos dentro de la lumbrera, se presentará el problema de la tendencia del cilindro a subir a consecuencia del efecto de flotación. Tal tendencia deberá ser resistida por la adherencia entre lámina y suelo. Nuevamente entrará en acción la corriente eléctrica, pero ahora cambiando la polaridad; es decir, haciendo funcionar a la camisa exterior de lámina como ánodo, con lo cual se conseguirá aumentar la adherencia.

Quizá se debería proponer para estos casos también el inyectado de agua pero no mediante chiflones sino con tubos de diámetro común llevados a través del interior de la pared de concreto del cilindro y saliendo a diferentes profundidades convenientemente estudiadas.

Desde el punto de vista del otro factor, es decir, de la estructura es conocido el hecho de que destruyendo éste se disminuye la resistencia del suelo arcilloso y por lo tanto su adherencia al cilindro. Con el objeto de notar la forma en que conviene destruir esa estructura es necesario hacer un razonamiento acerca de qué tipo de estructura tienen las arcillas en su proximidad al cilindro.

Actualmente se sabe que a partir de una cierta magnitud de la deformación inducida en las arcilla, éstas se comportan en forma similar. Este comportamiento determina en ejes esfuerzo-deformación, una línea recta paralela al eje de las deformaciones, se puede afirmar que exhiben un comportamiento plástico. La explicación que se da al respecto de la similitud en el comportamiento de las arcillas después de una cierta deformación es la de que todas adquieren una misma forma de la estructura, se afirma, que las partículas sólidas se orientan siendo partículas paralelas entre sí, de manera que todas las arcillas en estas condiciones y con los mismos contenidos de agua deberán exhibir aproximadamente la misma resistencia (la razón de que sea aproximadamente, es de que no se están tomando en cuenta otros factores tales como la forma de las partículas sólidas, su composición mineralógica y la concentración de sales en el agua). La resistencia que exhiben estas arcillas se denomina en la teoría de la Mecánica de los suelos, residual.

Pues bien, las arcillas que están en la proximidad de la pared del cilindro es muy probable que tengan esta condición de resistencia residual pues por el procedimiento constructivo que se sigue en el hincado del cilindro, se induce en ella una deformación considerable. Si así es, al destruir la estructura de la arcilla significa desde el punto de vista teórico que efectivamente ésta no debe existir, esta condición llevada a la práctica implica que es necesario destruirla por completo, o sea remodelarla totalmente; en ocasiones en la práctica cuando el cilindro se "pega" a la arcilla se ha recurrido a hacer una serie de sondeos en el perímetro externo del cilindro con el objeto exclusivo de remodelar a la arcilla y por lo tanto destruirle su estructura.

Otros procedimientos que se emplean para despegar los cilindros coinciden con los anotados para el caso de los suelos friccionantes como son el dejar sin apoyo el suelo en la vecindad del cilindro, el de abatir la superficie libre del agua en el interior del cilindro a fin de incrementar el peso del mismo.

## II.- Pérdida de la Verticalidad.

Uno de los problemas que frecuentemente se presentan durante el hincado de los cilindros es la pérdida de su verticalidad. Las causas de tal situación son varias; una de ellas es la falta de homogeneidad en el suelo, en este caso, bien puede suceder, que una zona del cilindro quede apoyada en un suelo más compresible y menos resistente, o bien también es frecuente que el avance del procedimiento constructivo se haga en forma uniforme, es decir, que en una zona de apoyo del cilindro se excave más que en otro; otra causa lo constituye el hecho ya comentado antes de no obligar a que el centro de gravedad del cilindro esté localizado lo más bajo posible.

Para corregir esta anomalía en la práctica se recurre a procedimientos tales como excavar más en la zona menos hundida, o jalar el cilindro con cables normales cuando no va muy profundo. Ha habido ocasiones en que al analizarlo estructuralmente y desde el punto de vista de Mecánica de Suelos se ha llegado a la conclusión de que es posible dejarlo inclinado, quizá en esos casos podría aumentarse el factor de seguridad colocando algunos elementos que actuaran como puntales, como por ejemplo pilotes inclinados.

## III.- Falta de apoyo Lateral.

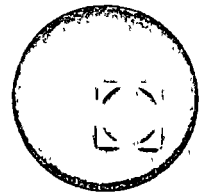
En ocasiones por el procedimiento constructivo que se sigue se excava más volumen de suelo que el correspondiente a la parte del cilindro que penetra en el suelo, esto provoca que se observe que el suelo en la vecindad del cilindro se hunda.

Esto también se provoca a diferentes profundidades lo que se traduce en la formación de una serie de cavernas localizadas en la inmediata vecindad de la pared externa del cilindro. Esta condición implica que el suelo que rodea al cilindro no da la suficiente reacción horizontal. En el caso de puentes y apoyos muy esbeltos esta condición es esencial puesto que se requiere una condición de empotramiento real, es decir, los proyectos de la estructura exigen que

el apoyo no sufra ningún desplazamiento horizontal, por ello en estos casos cuando se presenta la situación mencionada se recurre a inyectar las cavernas o a tratar de disminuir los esfuerzos horizontales - (caso del puente Matluc).



centro de educación continua  
facultad de ingeniería, unam



DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES PROFUNDAS

B I B L I O G R A F I A

Referencias del Cap. VIII

- 1.- Juárez Badillo, B y Rico, A.- Mecánica de suelos - Tomo II.- Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos.- Caps. VII y IX Ediciones de la Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M.- México, D. F., 1967.
- 2.- Wu, T.M. Soil Mechanics - Cap. 8.- Allyn and Bacon, Inc.- 1966
- 3.- Vesic, A. S.- Análisis de la capacidad de carga de cimentaciones superficiales.- Revista Ingeniería.- Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M. México D. F., 1973.
- 4.- De Melo, V.F.B.- Foundations of Buildings in Caly.- Resumen - sobre el Estado de Art e.- VII Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de cimentaciones.- México, D. F., 1969.
- 5.- Noorhouse, D. C.- Shallow Foundations.- State of Art Paper.- Proc. of teh Specialty Conference on Performance of Farth and Earth - Supported Structures.- Purdue University.- Laffaye--tte, Indiana, 1972.
- 6.- Terzaghi, K.- Theoritical Soil Mechanics.- Cap. VIII.- John - Wiley and Sons.- 1956.
- 7.- Pook, R. B., Hanson, W.E. y Thornburn, T.H.- Houdation Engi-neering.- John Wiley an Sons.- 1957.
- 8.- Meyerhof, G.G.- The Ultimate Bearing Capacity of Foundations

Geotechnique.- Vol. 11.- Diciembre, 1951.

- 9.- Meyerhof, G.G.- Recherches sur la force portante des pieux. Suplements des Annaux du Institue du Batiment et Travaux Publiques.- Paris, Marzo - Abril, 1953.
- 10.- Meyerhof, G.G. - Influence of Roughness of Rase and Ground wate Conditions on the Ultimate Bearing Capacity of Found-  
atios.- Geotechnique.- Vol. V.- 1955.
- 11.- Meyerhof, G.G.- Some Recent Research on the Bearing Capac-  
ity of Foundations.- Canadian Geotechnical Journal.- Vol. 1.  
No. 1.- 1963.
- 12.- Skempton, A.W.- The Bearing Capacity of Calys.- Building -  
Research Congress.- The Institution of Civil Engineers.-  
Div. 1.- Londres, 1951.
- 13.- Hansen, B.- A General Formula for Bearing Capacity.- The -  
Danish Geotechnical Institute.- Technical Bulletin No. 11.-  
1961.
- 14.- Hansen, B.- Note Concerning Geotechnical Institute Bulle-  
tin No. 1.- The Danish Geotechnical Institute.- Technical  
Bulletin No. 21.- 1966.
- 15.- Hansen, B.- A Revised and Extended Formula for Bearing Ca-  
pacity.- The Danish Geotechnical Institute.- Technical --  
Bulletin No. 28.- 1968.

- 16.- Bowers, G.B. y Bowers, G.F.- Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones ( Trad.: José Menéndez, I.C.)- Cap. 9 Ed. Limusa - Wiley.- México, D. F., 1970.
- 17.- Berezantzev. V.S., Dhristoforov. V.S. y Golubkov, V.V.- Load Bearing Capacity and Deformation of Pile Foundations.- Memorias del V. Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones.- Vol. II.- Paris, 1961.
- 18.- Balls, A.- Bearing Capacity of Foundations.- Journal of oil Mechanics and Foundations Division. AUCE.- Vol. SM5-89.- Octubre, 1962.
- 19.- Bowles, J.H.- Foundation Analysis and Design.- Cap. 2.- The McGraw - Hill Book Co. 1968.
- 20.- Feda, J.- Discussion of Ballas Bearing Capacity of Foundations. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE.- Vol. SM3-89.- Mayo, 1963.
- 21.- Reddy, A.S. y Grinivasan, K.J..- Bearing Capacity of Footings on Layered Clays.- Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. ASOM.- Vol. 93, No. SM2.- Marzo, 1967.
- 22.- Davis, E.H. y Christian, J.T.- Bearing Capacity of Anisotropic Cohesive Soils.- Journal of teh Soil Mechanics and Foundations Division ASCE.- Vol. 97 No. SN5.- Mayo, 1971.
- 23.- Meyerhof, G.G. y Brown, J.D.- Experimental Study of Bearing



Capacity in Layered Clays.- Memoria del VII Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones.- Vol. II.- México, D. F., 1969.

- 24.- Milovic, D.M.- Comparison between the Calculated and Experimental Values of the Ultimate Bearing Capacity.- Memoria del VI Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de cimentaciones.- Vol. II.- Montreal, Canadá, 1965.
- 25.- Meyerhof, G.G.- The Bearing Capacity of Foundations under -- Eccentric and Inclined Loads.- Memoria del III Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones.- Vol. I. Zurich, 1953.
- 26.- Juárez Badillo, E. y Rico, A.- Mecánica de Suelos.- Tomo II.- Teoría y aplicaciones de la Mecánica de Suelos.- Cap. VIII. Ediciones de la Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M.- México, D.F., 1967.
- 27.- Meyerhof, G.G.- The Ultimate Bearing Capacity of Foundations on Slopes.- Memorias del IV Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones.- Vol. I.- Londres, 1957.
- 28.- Torzaghi, K. y Peck, R.B.- Soil Mechanics in Engineering -- Practico.- John Wiley and Sons, Inc.- 1948.- Puede verse la excelente traducción de O. Moretto, Eddit. Ateneo.
- 29.- Olson, R.E. y Flaate, K.S.- Pile Driving Formulas for Friction Piles in Sand.- Journal of the Soil Mechanics and Foundations

Division, ASCE.- Vol. 93. SM-6- 1957.

- 30.- Terzaghi, K.- Discussion of "Pile - Driving Formulas Progress Report of the committee on the Bearing Value of Pile Foundations .- Proc. ASCE.- Vol. 68. No. 2.- 1942.
- 31.- Kezdi, A.- Bearing Capacity of Piles and Pile Groups.- Memoria del IV Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones.- Vol. II.- Londres, 1957.
- 32.- Kishida, H. y Meyerhof, G.G.- Bearing Capacity of Pile Groups under Eccentric Loads in Sand.- Memorias del VI. Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones .- Vol. II.- Montreal, 1965.
- 33.- Gaffery, M. y Tate, A.P.K.- Model Test on Pile Groups in a Clay Soil With Particular Reference to the Behavior on the Group when it is Loaded Eccentrically.- Memoria del V Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones.- Paris, 1961.
- 34.- Sowers, G.F., Martin, C.B. Wilson, L.L y Fausold, M.- The -- Bearing Capacity of Friction Pile Groups in Homogeneous Clay - from Model Studies.- Memoria del V Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones.- Paris, 1961.
- 35.- Correa, J.J., Rico, A., Moreno G y Esquivel, R.- Pruebas de carga en modelos de cimientos profundo en arenas.- Congreso sobre cimientos profundos.- México, D. F.; Diciembre 1964.

Geotechnique.- Vol. XIII.- 1963.

- 45.- Coyle, H.M. y Sulaimán, I.H.- Bearing Capacity of Foundation Piles: State of the Art.- MRB. Record No. 333.- 1970.
- 46.- Flaate, K.- Effects of Pile Driving in Clays.- Canadian Geotechnical Journal.- Vol. 9, No. 1.- 1972.
- 47.- Peck, R.B.- A Study of the Comparative Behavior of Friction Piles.- HRB, Special Report No. 36.- 1958.
- 48.- Seed, H.B. y Reese, L.C.- The Action of Soft Clay along -- Friction Piles.- Trans ASCE, Vol. 122.- 1957.
- 49.- Kerisel, J.L.- Vertical and Horizontal Bearing Capacity of Deep Foundations in Calys.- Procs., Symposium on Bearing Capacity and Settlement of Foundations.- Duke University.-1965.
- 50.- Tommlinson, M.J.- The Adhesion of Piles. Driven in Clay Soil. Memoria del IV Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones.- Vol. II.- Londres, 1957.
- 51.- Mc. Cleland, V., Focht, J.A. y Emrich, W.J.- Problems in Design and Installation of Offshore Piles.- Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division.- ASCE, Vol. 95, SM6.- 1969
- 52.- Meyerhof, G.G. y Murdock, L.J.- An Investigation of the Bearing Capacity of some Bored and Driven Piles in London Clay Geotechnique.- Vol. III.- 1953.

- 36.- Vesic, A.s.- Experiments with Instrumented Pile Groups in Sand.- Performance of Deep Foundations.- ASIM.STP No.- 444.- 1969.
- 37.- Schlitt, H.G.- Group Pile Loads in Plastic Soils.- Proc. H.RB. Vol. 31.- 1952.
- 38.- Koizumo, Y. e Ito, K.- Field tests with regard to Pile Driving and Bearing Capacity of Pile Foundations.- Soils and Foundations .- Vol. 7. No. 3.- 1957.
- 39.- Mc. Clelland, B.- Design and Performance of Deep Foundations .- Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures.-ASCE.- Universidad de Purdue.- Lafayette, Indiana, 1972.
- 40.- Meyerhof, G.G. Reporte General presentado a la Sesión I.- Congreso sobre Cimientos Profundos.- México, D. F., 1964.
- 41.- Noorhouse, D.C. y Sheehan, J.B.- Predicting Safe Capacity of Pile Groups.- Civil Engineering.- Vol. 38. n2 10.- 1968.
- 42.- Whitaker, T.- Experiments with Model Piles in Groups.- Geotechnique.- vol. VII.- 1957.
- 43.- Whitaker, T. Some Experiments on Model Pile Foundations in Clay Symposium on Design of Pile Foundations.- Parte I.- - - Estocolmo, 1960.
- 44.- Hanna, T.R.- Model Studies of Foundations Groups in Sand. --

- 53.- Skempton, A.W.- Castin Situ Bored Piles in London Clay Geotechnique.- Vol. IX.- 1959.
- 54.- O'Neill, M.W. y Reese, L.C.- Behavior of Bored Piles in Beaumont Clay.- Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE.- Vol. 98. SM2.- 1972.
- 55.- Bowles, J.E.- Foundation Analysis and Design.- Cap. 9.- Mc. Graw Hill Book Co.- 1968.
- 56.- Holtz, W.g. y Gibbs, H.J.- Field Test to Determine the Behavior of Piles in Loess.- Memorias del III Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones.- --- Vol. II.- Zurich, 1953.
- 57.- Coyle, H.M. y Sulaiman, I.H.- Skin Friction for Steel Piles in Sand.- Journal of Soil Mechanics and Foundations Division.- ASCE.- Vol. 93, SM6.- 1967.
- 58.- Vesic, A.S.- Tests on Instrumented Piles Oycechee River site journal of Soil Mechanics and Foundations Division.- ASCE.- Vol. 96, DM2.- 1970.
- 59.- Nordlund, R.L.- Bearing Capacity on Piles in Cohesionless Soils.- Journal of Soil Mechanics and Foundations Division.- ASCE.- Vol. 89, SM3.- 1963.
- 60.- Teng, W.C.- Foundation Design.- Cap. 8.- Prentice Hall, Inc.- 1962.

- 62.- Hansen, B.- A Theory for Skin Friction on Piles.- Danish Geotechnical Institute.- Boletín No. 25.- 1968.
- 63.- Mazurkiewicz, B.K.- Skin Friction on Model Piles in Sand. Danish Geotechnical Institute.- Boletín No. 25.- 1968.
- 64.- Zevaert, L.- Reducción de la Capacidad de Carga en pilotes - apoyados de punta, debido a la fricción negativa.- I Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos y Cimentaciones.- Vol. I.- México, D. F., 1959.
- 65.- Meyerhof, G.G.- Bearing Capacity of Rock.- Magazine of Concrete Research.- Abril, 1953.
- 66.- Bishnoi, B.W. Bearing Capacity of Jointed Rock.- Tesis para obtención del grado de doctor.- Georgia Institute of Technology.- Atlanta, Ga., 1968.
- 67.- Springall, G. y Espinosa, L.- El subsuelo de la Península de Yucatán. Estado actual del conocimiento.- VI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos.- Cimentaciones en áreas urbanas de México (Acapulco, Morelia, Tampico y Yucatán).- Vol. I Publicación de la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.- México D.F., 1972.
- 68.- Jurgenson, L.- The Application of Theories of Elasticity and Plasticity to Foundation Problems.- Contribution to Soil Mechanics.- Boston Society of Civil Engineers.- 1925 - 1940.
- 69.- 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.

70.- Ladd, C.C.- Settlement Analysis of cohesive Soils.- M.I.T. Spe  
cial summer Program 1.345.- M.I.T., Boston, Mass., 1971.

71.- Lambe, T.W.- Methods of Estimating Settlements.- Journal of  
the Soil Mechanics and Foundations División.- ASCE, Vol. 90,  
SM5.- 1964. También citado en la obra Mecánica de Suelos de  
T.W. Lambe y R.V. Whitman (Trad. J.A. Jiménez Salas y J.M.  
Rodríguez), editado por Editorial Dimusa - Wiley en México  
D.F., 1972.

72.- Davis, E.H. y Poulos, B.E.- The Use of Plastic Theory for  
Settlement Prediction under three-dimensional conditions.-  
Geotechnique, Vol. 18.-1968.

73.- Skempton, A.W. y Bjerrum, L.- A Contribution to the Settle-  
ment Analysis of Foundations on Clay.- Geotechnique, Vol. 7.  
1957.

74.- Komornik, A., Wseman, G y Frydman, S.- A Study of in situ  
Testing with the Pressurometer.- Conference on in situ Inv  
estigations in Soils and Rocks.- British Geotechnical Society.-  
Session III.- 1969.

75.- Thorley, A.- Borehole Instruments for Economical Strength --  
and Deformation in situ Testing.- Conference on in situ Inv  
estigations in Soils and Rocks.- British Geotechnical Socie

ty.- Session III.- 1969.

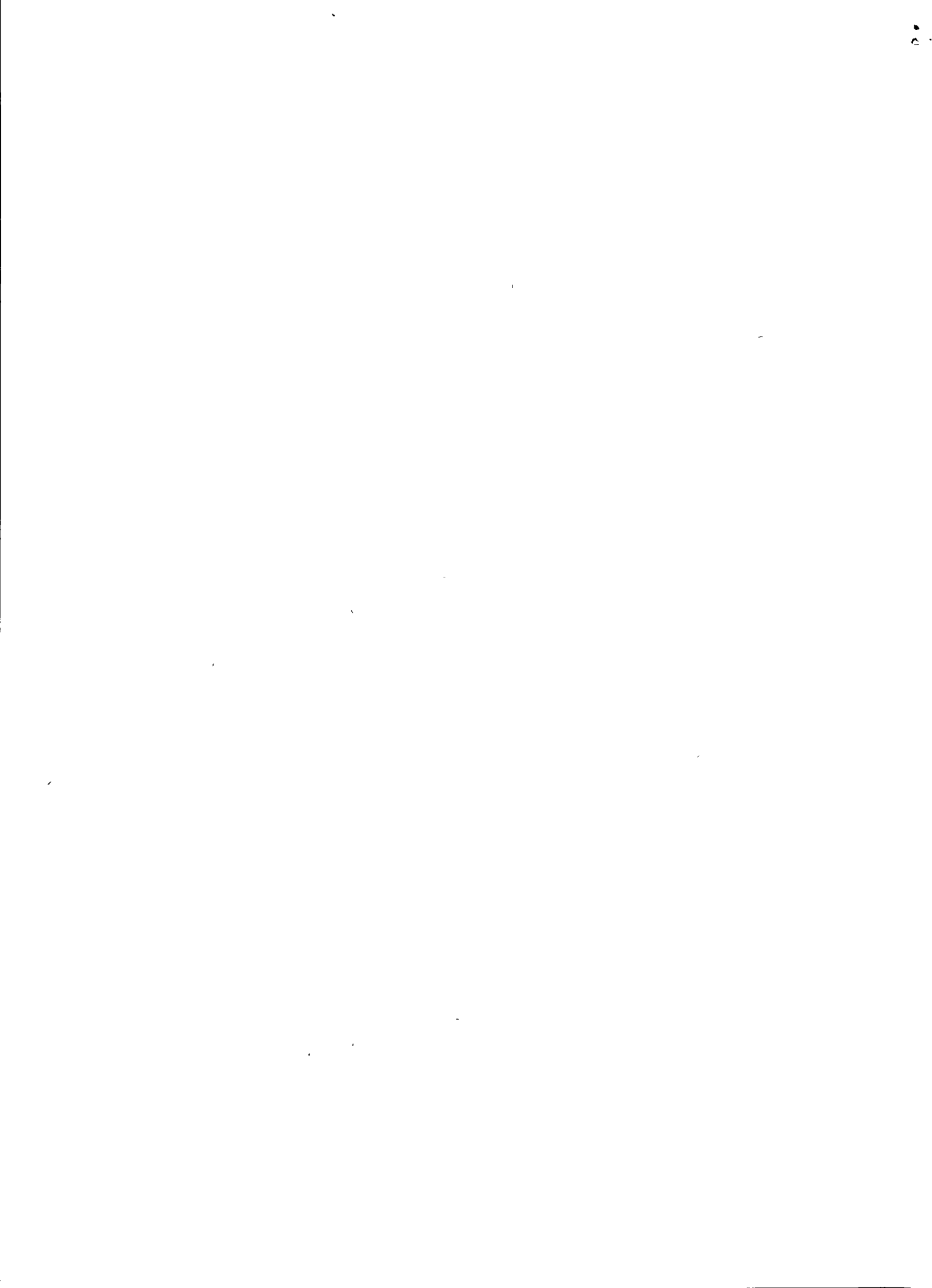
- 76.- Sowers, G.B. y Sowers, G.F.- Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones (Trad.: José Menéndez, I.C.).- Cap. 10.- Ed. Limusa - Wiley.- México, D. F., 1970.
- 77.- Correa, J.J., Quintero J. y Aztegué, El - Pruebas de carga en pilotes para la cimentación del puente Alvarado.- Congreso sobre cimientos profundos.- México, D. F., 1964.
- 78.- Terzaghi, K.- Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction Geotechnique - 1955.
- 79.- Reese, L.C. y Matlock, H.- Nondimensional Solutions for Laterally loaded Piles with Soil Modulus Assumed Proportional to Depth.- Proc. VIII Texas Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering.- The University of Texas, Austin.- 1956.
- 80.- Department of the Navy.- Bureau of Yards and Docks.- Design Manual Soil Mechanics, Foundations and Earth Structures.- DM 7.- Washington, D.C., 1962.
- 81.- Murayama, S. y Shibata, T.- The Bearing Capacity of a pile Driven into Soil and its new measuring method.- Soil Foundations.- Vol. 1, No. 2, Japón, 1960.
- 82.- Lee, D.H.- An Introduction to Deep Foundations and Shear Piling.- Cap. IX.- Concrete Pub. Ltd.- Londres, 1961.



- 83.- Tomlinson, M.J.- Diseño y construcción de cimientos (trad.: José Luis Nieto).- Cap. 6.- Ediciones Urno.- 1971.
- 84.- Lasso Herrera, R.- Procedimientos de construcción para puentes.- Edición del Autor.- México, 1964.
- 85.- Juárez Badillo, B y Rico, A.- Mecánica de Suelos.- Tomo I.- Fundamentos de la Mecánica de Suelos.- Apéndice.- Ed. Limusa - Wiley.- México, D. F., 1973.
- 86.- De Nello, V.F.B.- El ensayo de penetración estandar.- Escrito sobre el estado del arte.- IV Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones.- Vol. I.- s.- Juan, Pto. Rico 1971.
- 87.- Holtz, W.G. Y Gibbs, H.J.- Research on Determining Density of Sand by Spoon Penetration Testing.- Memoria del IV Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones.- Londres, 1957.
- 88.- Coffman, B.S.- Estimating the Relative Density of Sands.- - - Civil Engineering.- Octubre, 1960.
- 89.- Dobry, R.- Cono Dinámico y prueba estandar en arenas limosas.- IV Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones.- Vol. II.- S. Juan, Puerto Rico, 1971.
- 90.- Juárez Badillo, R. y Rico, A.- Mecánica de Suelos.- Tomo I.- Fundamentos de la Mecánica de Suelos.- Capítulo X.- Ed. Limusa - Wiley.- México, D. F., 1973.

- 91.- Gondron, G.J.- Pile Driving: Hammer and Driving Methods.- Highway Research Board.- Record No. 333 (Pile Foundations).- Washington, D. C., 1970.
- 92.- Grand, B.A.- Types of Piles: Their characteristics and general Use.- Highway Research Board.- Record No. 333 (Pile Foundations).- Washington, D.C., 1970.
- 93.- Moreno Pecero G.- Hincado de Pilotes.- Notas no publicadas, para uso interno de la Secretaría de Obras Públicas de México.- México, D. F., 1971.
- 94.- Gerwick, B.C.- Current Construction Practices in the Installation of High-Capacity Piling.- Highway Research Board.- Record No. 333 (Pile Foundations).- Washington, D.C., 1970.
- 95.- Chellis, R.D.- Pile Foundations.- Mc. Graw Hill Book Co., inc. 1951.
- 96.- York, D.D.- Structural Behavior of Driven Piling.- Highway Research Board.- Record No. 333 (Pile Foundations).- Washington D.C., 1970.
- 97.- Lee, D.H.- An Introduction to Deep Foundations and sheet Piling.- Cap. X.- Concrete Pub. Ltd. Londres 1961.
- 98.- Demeneghi, A.- Chiflonado en Pilotes.- Notas no publicadas, para uso interno de la Secretaría de Obras Públicas de México.- México, D. F., 1971.

- 99.- De la Fuente, E.- Estudio de permeabilidad.- Notas no publicadas.- Comunicación personal a los autores de este libro.- México, D. F., 1972.
- 100.- Juárez Badillo, E., y Rico, A.- Mecánica de Suelos.- Tomo - II.- Flujo de Agua en suelos.- Ed. Limusa - Wiley - México, D. F., 1969.
- 101.- Rarr, M.E.- Groundwater and seepage.- Mc Graw Hill Book, Co., 1962.
- 102.- Mansur, Ch. I y Kaufman, R.I.- Dewatering.- Capítulo 3 del libro Foundation Engineering, editado por G.A. Leonards.- Mc Graw Hill Book, Co, Inc.- 1962.
- 103.- Cedergren, H.R.- Seepage, Drainage and Flow Nets.- Capítulo 2.- John Wiley and Sons, Inc. 1967.



CENTRO DE EDUCACION CONTINUA

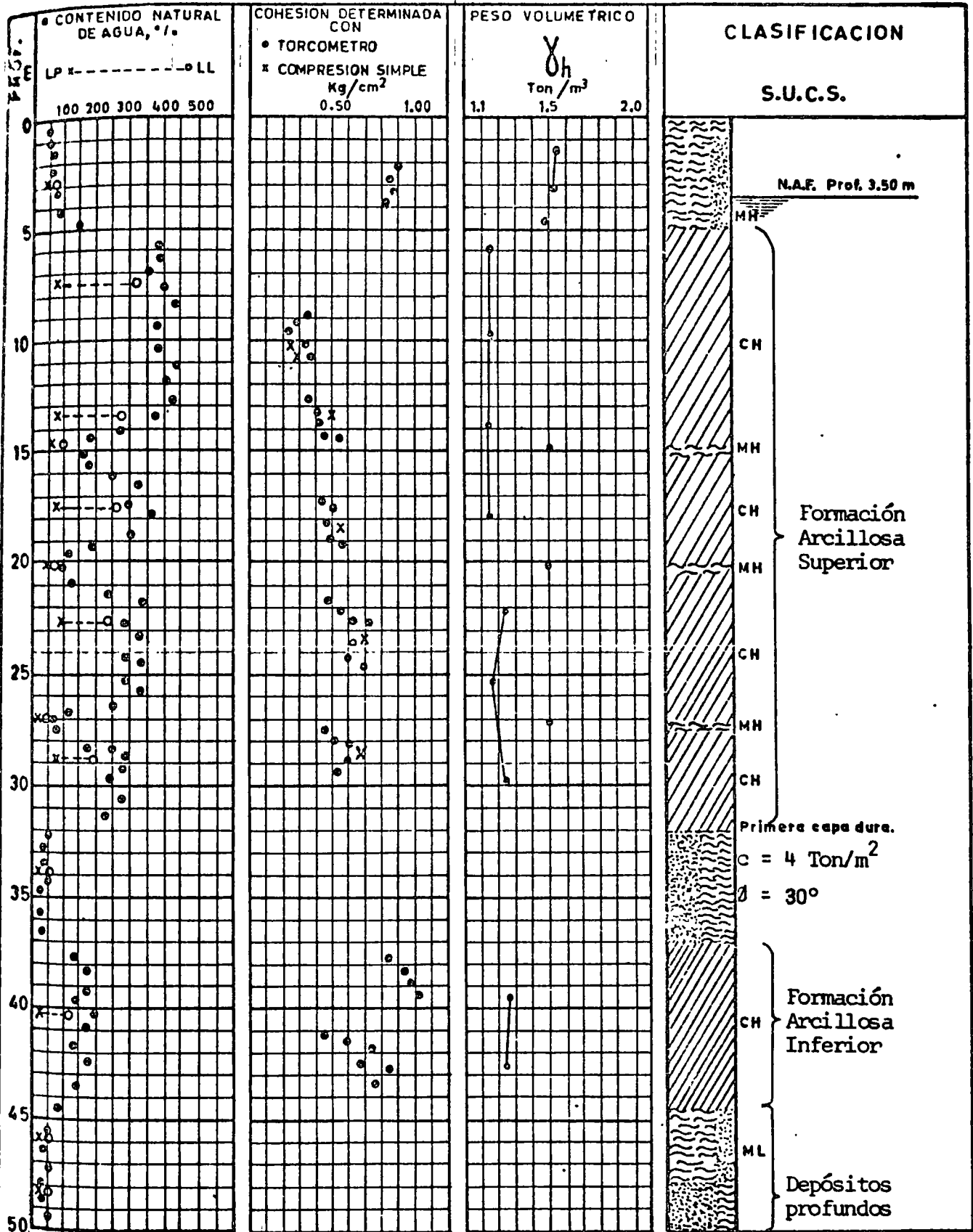
CURSO DE DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES PROFUNDAS

TEMA IX      DISCUSION Y RESOLUCION DE EJEMPLOS CONCRETOS  
CIMENTACION SOBRE PILOTES

ING. JOSE TINAJERO S.

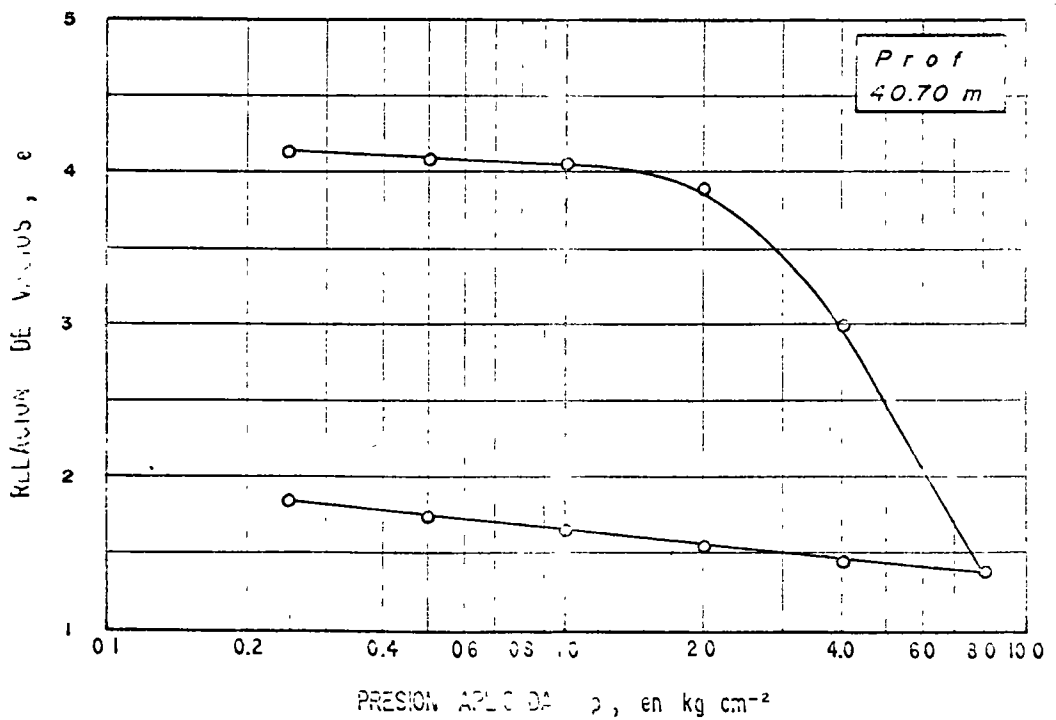
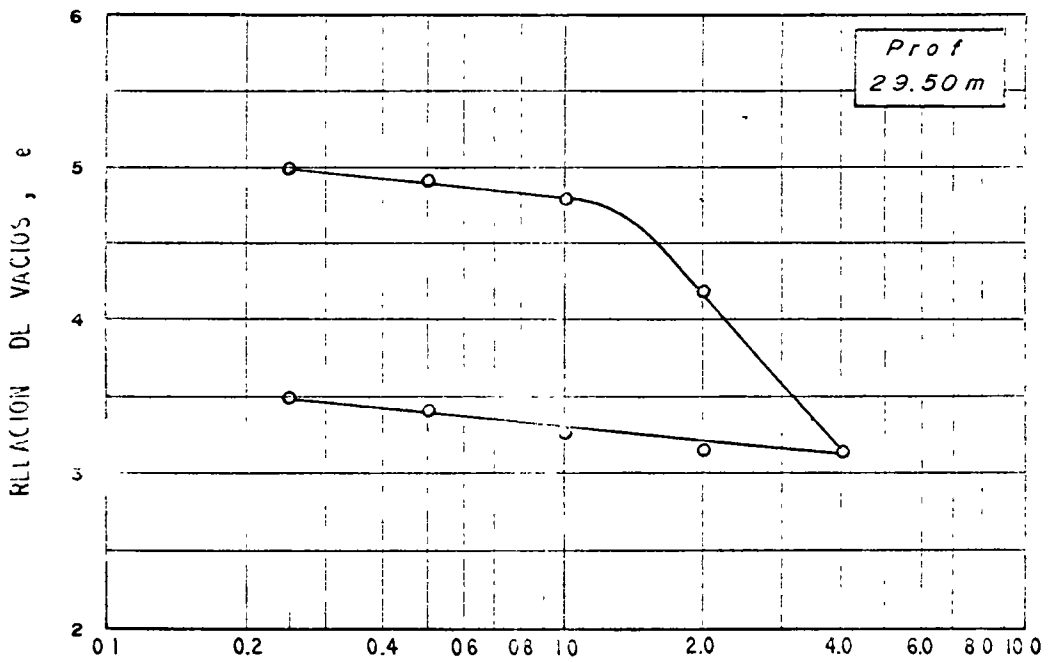
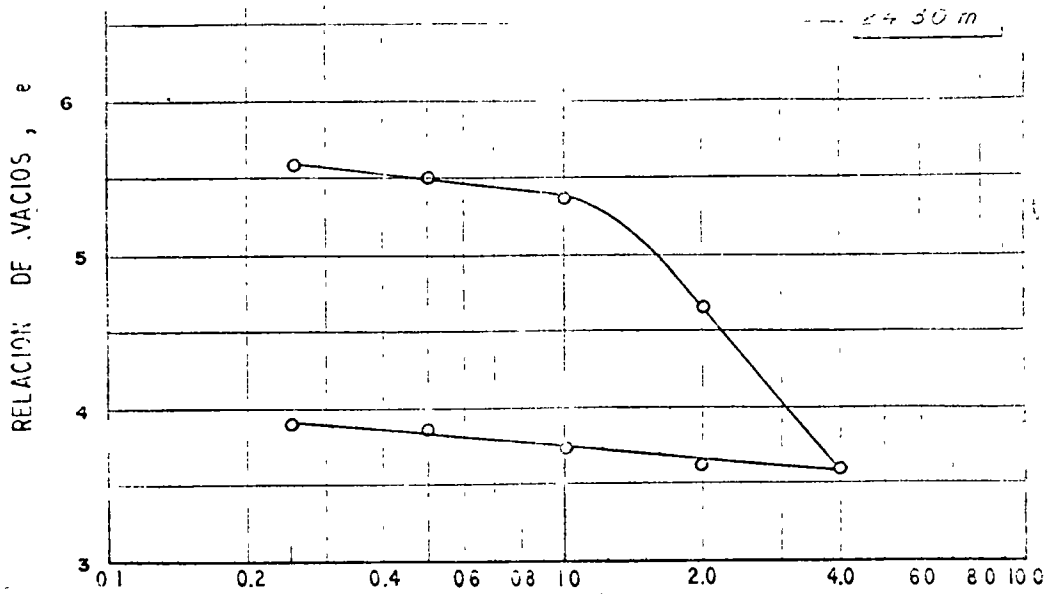


b) Propiedades del subsuelo en el área del predio.



Hundimiento regional del valle = 7 cm/año

FIGURA 2



PRESION APLICADA  $p$ , en kg cm<sup>-2</sup>

FIGURA 1A



c) Cargas.

Para fines de este inciso, no se considerarán las cargas accidentales debidas a sismo y viento.

Area de cimentación	245.74 m <sup>2</sup>
Descarga en las columnas de sótano.	CM + CV = 2788 Ton
Peso de la subestructura	<u>450 Ton</u> 3238 Ton

Peso total/m<sup>2</sup> (considerando carga uniformemente repartida)

Descarga en columnas de sótano.	$W_c = \frac{2788}{245.7} = 11.35 \text{ T/m}^2$
Peso de la subestructura.	$W_s = \frac{450}{245.7} = 1.83 \text{ ''}$
	$W_t = 13.18 \text{ T/m}^2$

d) Carga compensada.

Profundidad excavada.	5.00 m
carga compensada.	3.50 x 1.5 = 5.25 Ton/m <sup>2</sup>
	1.50 x 1.5 = <u>2.25 ''</u>
Total	7.50 Ton/m <sup>2</sup>
Carga total	13.18 Ton/m <sup>2</sup>
Carga a pilotes	13.18 - 7.50 = 5.68 Ton/m <sup>2</sup>

e) Capacidad de carga por fricción de un pilote aislado.

$$Q_f = \frac{f_a}{F.S.} \times p \times l \quad f_a = \alpha C$$

donde:  $Q_f$  = Capacidad de carga de trabajo del pilote (Ton)

$f_a$  = Adherencia pilote-suelo (Ton/m<sup>2</sup>)

$\alpha$  = Coeficiente que depende de la rugosidad de las paredes del pilote (sin unid)

Para la Cd. de México

Material	$\alpha$
Madera	1.11
Concreto	0.67
Acero	0.50

C = Conesión del suelo (Ton/m<sup>2</sup>)

p = Perímetro del pilote (m)

l = Longitud del pilote (m)

F.S. = Factor de seguridad

De la figura 2, c = 0.43 Kg/cm<sup>2</sup> = 4.3 Ton/m<sup>2</sup>

Pilotes de concreto con  $\alpha = 0.67$

$$f_a = \alpha c = 0.67 \times 4.3 = 2.88 \text{ Ton/m}^2$$

$$F. S. = 1.5$$

$$f_a = \frac{2.88}{1.5} = 1.92 \text{ Ton/m}^2$$

Espesor compresible = 27 m

"colchón" compresible = aprox. 15% del espesor compresible

"Colchón" compresible = 0.15 x 27 = 4 m.

Longitud de los pilotes = 23 m.

pilotes de sección cuadrada B x B

lado B m	perímetro p m	área lat. p l m <sup>2</sup>	capacidad de carga por adherencia. f <sub>a</sub> p l Ton
0.25	1.00	23.00	44.2
0.30	1.20	27.60	53.0
0.35	1.40	32.30	61.8
0.40	1.60	36.8	70.7

se eligen pilotes de sección 0.30 x 0.30

$$Q_f = 53.0 \text{ Ton}$$

f) Número de pilotes.

$$N_p = \frac{5.68 \times 245.74}{53.0} \doteq 27 \text{ pilotes}$$

g) Distribución de pilotes bajo cada columna.

Columnas B-2, B-3.

$$\text{Area tributaria de cada col.} = 41 \text{ m}^2$$

$$\text{Carga total} = 360 + (1.83 \times 41) = 435 \text{ Ton}$$

$$\text{Carga compensada por área tributaria} = 41 \times 7.5 = 307.5 \text{ Ton}$$

$$\text{Número de pilotes} = \frac{435 - 307.5}{53} \doteq 3 \text{ pilotes}$$

Columnas B-1, B-4

$$\text{Area tributaria de cada col.} = 20.4 \text{ m}^2$$

$$\text{Carga total} = 270 + (1.83 \times 20.4) = 307.3 \text{ Ton}$$

$$\text{Carga compensada por área tributaria} = 20.4 \times 7.5 = 153 \text{ Ton}$$

$$\text{Número de pilotes} = \frac{307.3 - 153}{53} \doteq 3 \text{ pilotes.}$$

Columnas A-1, A-4, C-1, C-4

$$\text{Area tributaria de cada col.} = 10.2 \text{ m}^2$$

$$\text{Carga total} = 170 + (1.83 \times 10.2) = 188.7 \text{ Ton}$$

$$\text{Carga compensada por área tributaria} = 10.2 \times 7.5 = 76.5 \text{ Ton}$$

$$\text{Número de pilotes} = \frac{188.7 - 76.5}{53} \doteq 2 \text{ pilotes.}$$

Columnas A-2, A-3, C-2, C-3.

Area tributaria de cada col. =  $20.4 \text{ m}^2$

Carga total =  $212 + (1.83 \times 20.4) = 249.3 \text{ Ton}$

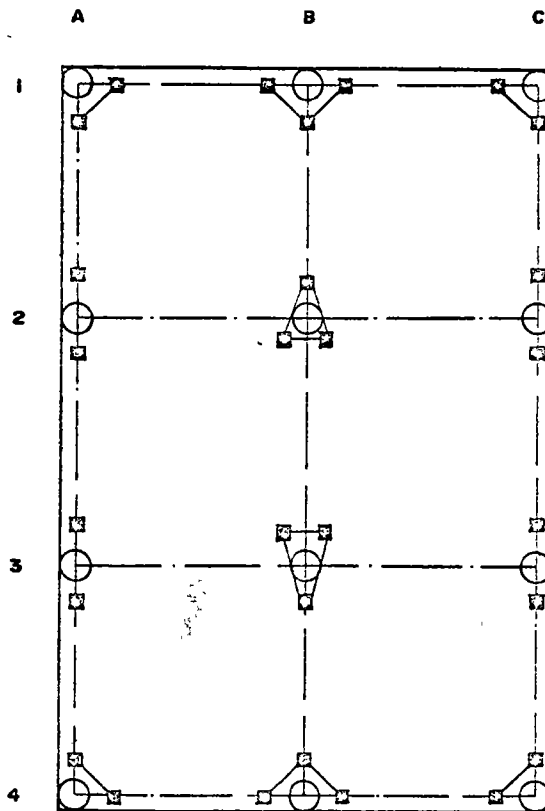
Carga compensada por área tributaria =  $20.4 \times 7.5 = 153.0 \text{ Ton}$

Número de pilotes =  $\frac{249.3 - 153.0}{53} \approx 2 \text{ pilotes}$

Separación mínima entre pilotes =  $3 d = 0.90 \text{ m}$

Número de pilotes total 28

En la fig. 3 se muestra la distribución de pilotes bajo cada columna.



Esc 1:200

PLANTA DE PILOTES

FIGURA 3

h) Análisis de capacidad de carga del grupo de pilotes.

$$Q_g = D (2B + 2L) f$$

Procediendo conservadoramente se toma la longitud del pilote  $l = 23 \text{ m}$ , en lugar de  $D = 28 \text{ m}$ , es decir se desprecia la fricción entre el cajón de cimentación y suelo.

$$\frac{Q_g}{F.S.} = \frac{23 (2 \times 12.70 + 2 \times 19.35) 4.3}{1.5} = 4226 \text{ Ton}$$

$$N^\circ \text{ de pilotes} \times Q_f = 28 \times 53 = 1484 \text{ Ton}$$

$$1484 \text{ Ton} < Q_g / F.S.$$

No se presentará la falla del grupo de pilotes.

i) Cálculo de asentamientos.

La carga que tomarán los pilotes será:  $w = 5.7 \text{ Ton/m}^2$

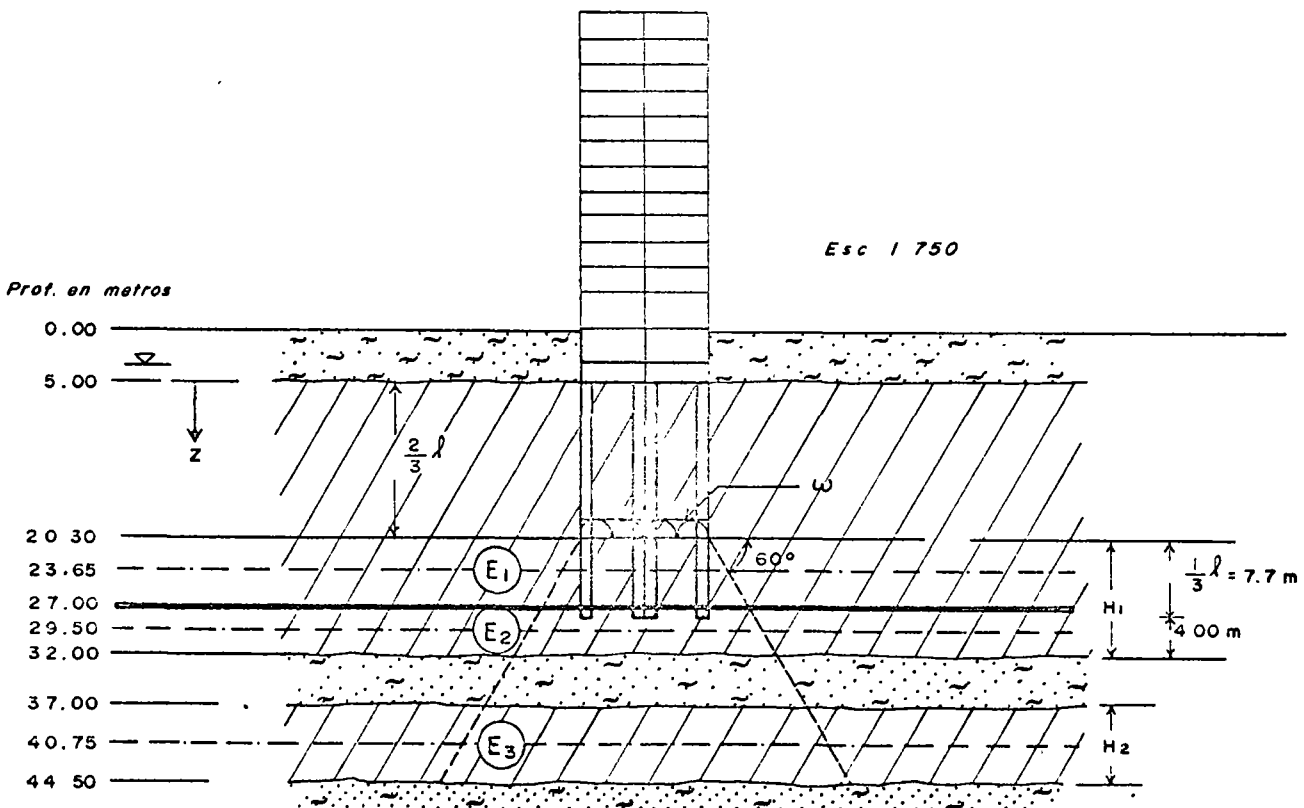


FIGURA 4

Se considera un espesor compresible en la Formación Arcillosa Superior de 11.7 m (divididos a su vez en 2 estratos E<sub>1</sub> y E<sub>2</sub>) y en la totalidad de la formación Arcillosa Inferior. (E<sub>3</sub>).

Las curvas de consolidación del suelo se muestran en la figura 2A.

Cálculo de  $\Delta p = \bar{\sigma}_z$  (incremento de presión debido a la carga del edificio).

$$\bar{\sigma}_z = \frac{\omega B L}{(B + 2z \operatorname{tang} 30^\circ) (L + 2z \operatorname{tang} 30^\circ)}$$

$$= 23.65 \text{ m} - 20.30 \text{ m} = 3.35 \text{ m}$$

$$= \frac{5.7 (245.7)}{(12.7 + 2 \times 3.35 \times 0.576) (19.35 + 2 \times 3.35 \times 0.576)}$$

$$= 3.64 \text{ Ton/m}^2$$

$$\underline{\Delta p_1 = 0.364 \text{ Kg/cm}^2}$$

$$= 29.50 \text{ m} - 20.30 \text{ m} = 9.2 \text{ m}$$

$$= \frac{5.7 (245.7)}{(12.7 + 2 \times 9.2 \times 0.576) (19.35 + 2 \times 9.2 \times 0.576)}$$

$$= 2.01 \text{ Ton/m}^2$$

$$\underline{\Delta p_2 = 0.201 \text{ Kg/cm}^2}$$

$$= 40.75 \text{ m} - 20.30 \text{ m} = 20.45 \text{ m}$$

$$= \frac{5.7 (245.7)}{(12.7 + 2 \times 20.45 \times 0.576) (19.35 + 2 \times 20.45 \times 0.576)}$$

$$= 0.90 \text{ Ton/m}^2$$

$$\underline{\Delta p_3 = 0.090 \text{ Kg/cm}^2}$$

Cálculo de  $P_o$  (Presión efectiva)

Prof.	h (m)	$\gamma \text{ o } \gamma'$ (ton/m <sup>3</sup> )	P <sub>o</sub> ton/m <sup>2</sup>
0 - 3.50	3.50	1.5	5.25
3.50 - 5.00	1.50	0.5	0.75
5.00 - 20.00	15.00	0.15	2.25
20.00 - 23.65	3.65	0.20	0.73
P <sub>o</sub> (z = 23.65) =			8.98 Ton/m <sup>2</sup>
23.65 - 29.50	5.85	0.20	1.17
P <sub>o</sub> (z = 29.50) =			10.15 Ton/m <sup>2</sup>
29.50 - 32.00	2.50	0.20	0.50
32.00 - 37.00	5.00	0.45	2.25
37.00 - 40.75	3.75	0.25	0.94
P <sub>o</sub> (z = 40.75) =			13.84 Ton/m <sup>2</sup>

estratos ficticios	Prof. m	P <sub>o2</sub> Kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta p$ Kg/cm <sup>2</sup>	P <sub>f</sub> Kg/cm <sup>2</sup>	e <sub>o</sub>	e <sub>1</sub>	$\Delta e$	H <sub>i</sub> cm	$\Delta H$ cm
E <sub>1</sub>	23.65	0.898	0.364	1.262	5.40	5.30	0.10	870	10.47
E <sub>2</sub>	29.50	1.015	0.201	1.216	4.80	4.77	0.03	500	2.59
E <sub>3</sub>	40.75	1.384	0.090	1.474	4.00	3.98	0.02	750	3.00

$$P_f = P_o + \Delta p$$

$$\Delta H \text{ tot} = 16.06 \text{ cm.}$$

$$\Delta H_i = \frac{\Delta e}{1 + e_o} H_i$$

donde:

$\Delta H_i$  = Asentamientos del estrato considerado

$\Delta e$  = Diferencia de relaciones de vacios entre B y P<sub>f</sub>

e<sub>o</sub> = Relación de vacios inicial

H<sub>i</sub> = Espesor del estrato considerado

Corrección por cimentación rígida.

$$\Delta H_t = 0.6 \times 16.06 = 9.64 \text{ cm.}$$

2.- CALCULO DE UNA CIMENTACION A BASE DE PILOTES DE PUNTA PARA UN EDIFICIO DE OFICINAS.

Consideremos ahora el mismo edificio del ejemplo anterior, pero localizado en un predio con la estratigrafía y propiedades del subsuelo que se muestran en la figura 5.

Como se vió en el inciso anterior, la carga total que deberán tomar los pilotes es de 5.68 ton/m<sup>2</sup>.

a) Cálculo de la Capacidad de Carga.

Los pilotes se apoyarán en el estrato resistente localizado a partir de 21 m. de profundidad.

Para el cálculo de la capacidad de carga se utilizará el criterio de Meyerhof 1963.

$$q_t = \frac{c N_c + \gamma' D N_q}{F.S.}$$

donde:

$q_t$  = Capacidad de carga de trabajo del pilote.

$c$  = Cohesión del material por debajo del desplante.

$\gamma' D$  = Presión efectiva a nivel de desplante.

$N_c, N_q$  = Coeficientes de capacidad de carga que dependen del ángulo de fricción interna  $\phi$  del material y del tipo y dimensiones de la cimentación.

F.S. = Factor de seguridad por punta, normalmente igual a 3.

Para este caso, de acuerdo a los resultados de la figura 5A, se considerará, para capacidad de carga por punta:

$$c = 5.5 \text{ ton/m}^2$$

$$\phi = 33^\circ$$

Para este ángulo de fricción interna del suelo, se tiene, según la gráfica de Meyerhof:

$$N_c = 600 \quad N_q = 100$$





a.1 Profundidad de desplante.

Para aplicar estos factores es necesario que la base del pilote se encuentre embebida, en el estrato considerado, cuando menos una longitud de:

$$D = 4 \sqrt{N\theta} B$$

donde:

D = longitud que el pilote debe penetrar en el estrato de apoyo.

$$N\theta = \tau q^2 (45 + \theta/2)$$

B = ancho del pilote.

en este caso:

$$\sqrt{N\theta} = \tau q (45 + 33/2) = \tau q 61.5^\circ = 1.85$$

$$D = 4 \times 1.85 \times B = 7.5 B$$

suponiendo pilotes de sección cuadrada de 0.30 x 0.30 m.

$$D = 7.5 \times 0.30 = 2.25 \text{ m.}$$

Por lo tanto, los pilotes deberán quedar desplantados a 23.5 m. de profundidad.

a.2 Cálculo de la presión efectiva a nivel de desplante = D (23.5 m.).

$\gamma_o$		h	=	$\bar{p}$
1.50	x	2.50	=	3.75
0.50	x	1.00	=	0.50
0.25	x	2.00	=	0.50
0.40	x	3.50	=	1.40
0.25	x	6.00	=	1.50
0.40	x	2.50	=	1.00
0.25	x	3.50	=	0.88
0.50	x	2.50	=	<u>1.25</u>
$\sum D$			=	10.78 ton/m <sup>2</sup>

a.3 Capacidad de carga.

Sustituyendo se tiene:

$$q_t = \frac{5.5 \times 600 + 10.78 \times 100}{3} = 1459 \text{ ton/m}^2$$

$$Q_t = q_t A_b = 1459 \times 0.09 = 131 \text{ ton}$$

$$\text{No. de pilotes} = \frac{5.68 \times 245.74}{131} = 11 \text{ pilotes}$$

a.4 Distribución de pilotes.

La distribución de pilotes en cada columna se hará de la misma forma que lo indicado en el inciso anterior.

b) Determinación del rechazo.

Utilizando la fórmula modificada del Engineering News.

$$R_d = \frac{2 E_n}{S + 0.1} \times \frac{W_r + e^2 W_p}{W_r + W_p}$$

$$S = \frac{2 E_n}{R_d} \cdot \frac{W_r + e z W_p}{W_r + W_p} - 0.1$$

$R_d$  = Capacidad de carga de diseño (lbs)

$E_n$  = Energía por golpe del martillo (Pie - Lb)

$W_r$  = Peso del pistón del martillo (lbs)

$W_p$  = Peso propio del pilote (lbs)

$e$  = Coeficiente de restitución = 0.5 (para pilotes de concreto)

$S$  = Rechazo en "/golpe

Para un martillo D-22

$E_n$  = 39,780 pie - lb

$W_r$  = 4,840 lbs.

$$W_p = 0.09 \times (23.5 - 5.0) \times 2.4 = 4 \text{ ton.}$$

$$W_p = 4 \times 2205 = 8820 \text{ lbs.}$$

$$R_d = 131 \times 2205 = 288,855 \text{ lbs.}$$

Sustituyendo:

$$S = \left( \frac{2 \times 39,780}{288,855} \cdot \frac{4840 + 0.5^2 \times 8820}{4840 + 8820} \right) - 0.1$$

$$S = 0.15 - 0.10 = 0.05 \text{ "/golpe}$$

$$S = 2 \text{ cm/15 golpes}$$

# Nota sobre el uso de pilotes de fricción en el Valle de México

Emilio ROSENBLUETH\*

## Introducción

La baja resistencia de la arcilla del Valle de México, aunada a su alta compresibilidad, obliga con frecuencia al empleo de cimentaciones pilotadas. Pero es sabido que el hundimiento generalizado de la ciudad hace que las construcciones apoyadas en pilotes de punta parezcan emerger del terreno circundante pues los pilotes no acortan su longitud como lo hace la arcilla. Para evitar este comportamiento se ha acudido a diversas soluciones, una de las cuales consiste en el uso de pilotes de fricción que permiten el descenso simultáneo del edificio y el terreno que lo rodea.

La solución convencional a base de pilotes de 30 a 45 cm de diámetro, de concreto precolado, trabajando principalmente por adherencia con la arcilla, ha tenido éxito, pero el hecho de que se desaprovecha la mayor parte de su capacidad estructural y las dificultades que ofrece su empleo en obras de recimentación han hecho que se busquen otros tipos de pilote de fricción, algunos de los cuales se estudian en lo que sigue. Antes de diferenciar entre tipos de pilote se presentan los criterios sencillos, actualmente más dignos de confianza, para cuantificar la capacidad de adherencia, de fricción y de punta de pilotes en materiales como los del Valle de México.

## Capacidad de adherencia

Cuando un pilote se hinca por percusión o a presión, sin horadación previa, en un material puramente cohesivo, su capacidad de adherencia puede cuantificarse como su área perimetral de contacto con el suelo por el esfuerzo  $\alpha c$ , donde  $\alpha$  es un coeficiente que depende de la porosidad del pilote, del contenido de humedad del suelo, de la rugosidad de la superficie del pilote y de la velocidad de carga, y  $c$  es la cohesión del suelo. La arcilla del Valle de México se encuentra fisurado con frecuencia y por ello exhibe un aparente ángulo de fricción interna a bajas presiones. En consecuencia es aconsejable sustituir la cohesión por la resistencia al corte a la presión confinante que obra a la profundidad que se trata, determinando dicha resistencia en pruebas triaxiales rápidas, o bien mediante pruebas en el lugar empleando el dispositivo llamado *celeta*.<sup>1</sup>

Al menos para pilotes de concreto el coeficiente  $\alpha$  es función creciente del contenido natural de humedad del suelo.<sup>2</sup> Ello se explica porque el pilo-

te de concreto funciona a manera de dren, disipando el exceso de presión hidrostática creado por la hincada forzada del pilote: al permitir la consolidación del suelo le hace ganar resistencia al corte, y este fenómeno es tanto más pronunciado cuanto mayor sea el contenido inicial de agua. Los valores que aquí se citarán concuerdan con los que se hallan en la literatura técnica de otros países para contenido de humedad del orden de 300 por ciento que es el valor medio representativo para la primera capa de arcilla en el Valle de México.

Como consecuencia de la misma función de dren que cumple el pilote,  $\alpha$  es mayor para elementos de madera que para los de concreto y mayor para éstos que para los de acero sin tratamiento eléctrico. Los coeficientes  $\alpha$  representativos se hallan en la proporción 100 : 60 : 35 \*\* según pruebas realizadas en la arcilla que interesa.<sup>3</sup> Merced al fenómeno mencionado, se alcanzan entre madera y arcilla adherencias que superan la resistencia del suelo al corte, como se confirma observando la extracción de pilotes de dicho material pues llegan a salir con trozos de arcilla adheridos a ellos.

La influencia de la rugosidad de las paredes se ha investigado en el laboratorio.<sup>4</sup> Se encuentra que con corrugaciones que satisfacen a escala, las normas ASTM A56-305 (o las equivalentes de la Dirección General de Normas) para varillas de refuerzo, los pilotes suministran resistencias al deslizamiento por lo menos 15 por ciento mayores que las correspondientes a pared lisa. Esta conclusión es aplicable a pilotes de concreto. Con base en resultados de pruebas de carga realizadas en el Conjunto Presidente López Mateos sobre pilotes colados en el lugar y cuya camisa se extrae vibrándola de manera que la superficie del pilote quede con corrugaciones anulares apreciables, cabe suponer para éstos un aumento del mismo orden. Dada la manera como se hincan los pilotes tipo Takechi (también llamados Tagachi) y con base en pruebas de carga realizadas por la firma Ingeniero Reboledo, S. A., es de suponerse que a estos corresponde un aumento de cuando menos 33 por ciento.

En pruebas de tratamiento electrosmótico muy prolongado que ha realizado Sólum, S. A., se ha

\*\* El coeficiente 35 se deduce de pruebas realizadas en condiciones diferentes de las que corresponden a pilotes de madera y de concreto, en lo que sigue se citan capacidades de pruebas suplementarias muy posteriores, que indican un valor bastante superior a este.

\* Director Instituto de Ingeniería, UNAM.

llegado a cuadruplicar la resistencia al corte en la arcilla del Valle de México. En el caso de pilotes metálicos un tratamiento muy prolongado podría traer consigo pérdida excesiva de sección por escape de iones de hierro. Si el tratamiento se limita a unas cuantas horas con corrientes moderadas la pérdida de sección resulta insignificante y en cambio se logran adherencias del orden de 1.5 veces las que corresponden a pilotes de concreto lisos, según resultados de pruebas de extracción. Así ha sucedido, por ejemplo, en la Unidad Presidente López Mateos cuando se usan corrientes de 70 voltios, distancias del orden de 1.8 a 3.2 m entre los cátodos y los pilotes (lo que redonda en gradiente de 0.22 a 0.39 volt/cm) y se limita el tratamiento a 3 h para gradientes de 0.39 volt/cm y a 4 h para gradientes de 0.22 volt/cm. En el caso de pilotes de 31 m de longitud las condiciones mencionadas exigen de 150 a 220 amperios por pilote de 2 pulg de diámetro nominal.

En una prueba de extracción relativamente rápida, con un pilote de pared lisa, se alcanza la carga máxima y posteriormente, a grandes deformaciones disminuye la fuerza de extracción como a 2/3 de ese valor. La magnitud de esta reducción concuerda con los resultados de pruebas de campo sumamente lentas<sup>3</sup> y de pruebas de laboratorio con otras arcillas, en las que se encuentran deformaciones indefinidamente crecientes ante cargas sostenidas iguales a 2/3 de las que se requieren para producir falla en condiciones estáticas.<sup>5</sup> Con base en esta observación y en los resultados experimentales disponibles cabe asignar al coeficiente  $\alpha$  el valor 2/3 para pilotes de concreto de pared lisa hincados sin horadación previa, y de allí deducir los que corresponden a otras condiciones. Los resultados que así se obtienen se consignan a continuación.

Material	Condiciones	$\alpha$
Madera	Pared lisa	1.11
Acero	Tratamiento eléctrico	1.00
Concreto	Tipo Takechi	0.89
Concreto	Pared corrugada	0.77
Concreto	Pared lisa	0.67
Acero	Sin tratamiento	0.50 *

\* Este valor de  $\alpha$  se basa en pruebas rápidas realizadas en el Conjunto Urbano Presidente López Mateos, cuyos resultados se han extrapolado para establecer el valor correspondiente a pruebas muy lentas.

En vista de la pronunciada influencia que tiene la velocidad de carga en la capacidad de adherencia<sup>3</sup> se ocurriría revisar la capacidad ante la combinación de carga estática y sollicitaciones sísmicas. Se ha encontrado, sin embargo, que la aplicación repetida de 10 a 100 ciclos consecutivos de carga, con frecuencia del orden de uno por segundo, en suelos de sensibilidad baja o media

produce su falla ante esfuerzos iguales a los que se requieren para ello en una sola aplicación de carga en prueba estática.<sup>6</sup> Tratándose de suelos altamente sensitivos —y la arcilla del Valle de México lo es en muy alto grado— se observa una disminución neta en capacidad ante la acción de aquel número de ciclos rápidos. Por otra parte, dado que los coeficientes que contiene la tabla se basan en la resistencia posterior a la carga máxima, se juzga innecesario modificarlos para analizar efectos combinados de carga estática y sísmica.

Cuando la hincada de un pilote va precedida de la horadación del terreno, con extracción del material, en huecos con diámetro de la mitad del diámetro del pilote se encuentran reducciones en  $\alpha$  del orden de 30 por ciento respecto a los valores consignados. Si la horadación se hace con un diámetro mayor que el del pilote la adherencia se vuelve prácticamente nula.

### Capacidad de fricción

Para cuantificar la fricción de un pilote contra material no cohesivo supondremos aplicable el criterio de Meyerhof,<sup>7</sup> según el cual el esfuerzo cortante en la superficie de contacto entre pilote y suelo vale

$$v = kp \tan \delta$$

donde  $k$  es un coeficiente que varía entre 0.5 para material suelto y 1 para material compacto,  $p$  es el esfuerzo vertical intergranular que obraba al nivel que se considera, antes de hincar el pilote y  $\delta$  es el ángulo de fricción entre pilote y suelo. Para pilotes de concreto con pared rugosa cabe tomar  $\delta = \phi$ , ángulo de fricción interna del suelo, mientras para pilotes de concreto o de acero con pared lisa parece razonable suponer  $\delta = 0.5\phi$  o  $(2/3)\phi$  respectivamente.

La presión intergranular se ve afectada por las cargas que la propia construcción aplica al terreno tanto directamente como a través de los pilotes en las capas superiores a lo que se considera. Es más, si un grupo de pilotes no desciende al ritmo que se hace la superficie del terreno, obrarán fuerzas de adherencia hacia abajo (fricción negativa) entre el suelo y los pilotes en las capas superiores a aquél, de manera que a la vez que aumenta la carga que recibe el pilote, disminuye la presión actuante en el suelo al nivel de los materiales friccionantes. El fenómeno es análogo al que ha señalado L. Zeveaer en relación con la capacidad de punta en material friccionante.<sup>8</sup>

Debe notarse que la presión intergranular puede ser función del tiempo, también como consecuencia de la evolución del abatimiento piezométrico en las capas friccionantes. Para simplificar supondremos aquí que dicho abatimiento es suficientemente importante para que la presión intergranular sea igual a la presión total.

## Capacidad de punta

Según Meyerhof<sup>7</sup> la capacidad de punta en un material puramente cohesivo está dada sensiblemente por  $9.5A$ , mas el peso del suelo desalojado. De nuevo se aplica el comentario relativo a la conveniencia de sustituir e por la resistencia al corte según resultados de pruebas triaxiales o de ensayos con veleta cuando se trata de arcillas fisuradas.

En material puramente friccionante el mismo autor calcula, como resistencia de punta,  $kpAN$  donde  $N$  es un coeficiente que depende del ángulo de fricción del suelo. Por ejemplo, en el caso de pilotes precolados, para  $\phi = 20^\circ$  se tiene  $N = 18$ , para  $\phi = 25^\circ$  se encuentra  $N = 39$ , y crece rápidamente con  $\phi$ .

Para pilotes con horadación previa del terreno  $N$  se reduce apreciablemente. En zonas de la ciudad de México donde el nivel piezométrico está sumamente abajado al nivel de una capa de material permeable, el colado de un pilote en el lugar puede llevar a que dicha capa absorba un volumen apreciable de lechada de cemento durante el colado. Posteriormente la punta de un pilote en esas condiciones tomara cargas mucho mayores que las que predice la teoría que acabamos de esbozar. Tal fue el caso, por ejemplo, con un pilote colado en el lugar y sometido a prueba de carga estática en el Conjunto Urbano Presidente López Mateos: su comportamiento durante la prueba sólo puede atribuirse a la absorción de lechada en una capa permeable en la que descansaba la punta del pilote antes de llegar a la primera capa resistente.\*

## Capacidad estructural

Emplearemos los siguientes criterios para cálculo de la capacidad estructural en piezas cortas cargadas axialmente. En piezas de acero la capacidad estructural puede tomarse igual al producto  $A_s f_u$ , donde  $A_s$  es el área neta de la sección transversal y  $f_u$  el esfuerzo de fluencia del acero. En piezas de concreto simple sujetas a carga de corta duración (desde unos minutos hasta varias horas) es aceptable cuantificar la capacidad como  $A_c f_c''$  donde  $A_c$  es el área transversal de concreto,  $f_c'' = 0.85 f_c$  para miembros colados en posición vertical y  $f_c'$  es la resistencia del concreto en compresión directa; en piezas analogas sujetas a cargas de larga duración (varios meses o años) debe afectarse esta expresión por un coeficiente del orden de 0.90. En elementos de concreto reforzado sujetos a los mismos tipos de carga es válido sumar las contribuciones del acero y del concreto. En columnas cortas presforzadas de concreto de alta resistencia tomaremos las capacidades, ante cargas tanto de corta como de larga duración, iguales a la capacidad de la correspondiente pieza

\* El autor debe al Ing. Romeo Enriquez R., Gerente de Mecánica de Suelos de Diseño Regional, A.C. (DIRAC), los datos correspondientes a estas observaciones así como su explicación.

de concreto simple sin presfuerzo sujeta a cargas de larga duración. En elementos de no muy grande espesor y que se vuelan en posición horizontal (como los pilotes de sección rectangular) el coeficiente 0.85 se vuelve prácticamente igual a 1.00.

Para estimar la carga de pandeo aplicaremos la teoría desarrollada por T. M. Davisson<sup>9</sup>. Según este autor, en condiciones elásticas la carga crítica de un pilote hincado en un medio homogéneo y uniforme vale

$$P_{cr} = CEI/H^2$$

donde  $C$  es un coeficiente que depende del parámetro  $\lambda = L/H$  y de las condiciones de frontera del pilote,  $L$  es la longitud del pilote,  $E$  es el módulo elástico del material de que está hecho el pilote,  $I$  el momento de inercia de su sección transversal y  $H$  está dado por

$$H^4 = EI/k, \quad k = \text{módulo de reacción del suelo}$$

Para arcillas con resistencia en compresión directa comprendida entre 0.2 y 0.4 ton/pie<sup>2</sup> (aproximadamente 2 a 4 ton/m<sup>2</sup>) Davisson cita  $k$  de 100 a 600 lb/pulg<sup>2</sup> (7 a 42 kg/cm<sup>2</sup>) con valor probable de 110 lb/pulg<sup>2</sup> (8 kg/cm<sup>2</sup> aproximadamente). Por otra parte,  $k$  puede relacionarse con el módulo elástico del suelo<sup>10</sup> y, ante cargas de larga duración, éste es el recíproco del llamado coeficiente de reducción volumétrica,  $m_v$ . En la primera capa compresible de la arcilla del Valle de México un valor representativo de  $m_v$  es 0.01 m<sup>2</sup>/ton (si bien frecuentemente se encuentran valores menores que un tercio o mayores que el triple de esta cifra). Admitiremos por tanto que el módulo elástico del suelo vale  $E_s = 100 \text{ ton/m}^2$ . La relación mencionada es  $k = 8\pi E_s/3$ , que da  $k = 80 \text{ kg/cm}^2$ , en marcada discrepancia con lo propuesto por Davisson. Con objeto de cubrir las condiciones más desfavorables que suelen hallarse en el Valle de México y tomar en cuenta, a la vez, la posibilidad de que la relación citada, entre  $k$  y  $E_s$ , no sea aplicable al problema de pandeo de pilotes, tomaremos en los cálculos que corresponden a cargas de larga duración  $k = 8 \text{ kg/cm}^2$ . De esta manera erraremos conscientemente del lado de la seguridad y estableceremos un límite inferior de la capacidad estructural de los pilotes que analizamos. Para cargas de muy corta duración supondremos que se cuadruplica el valor de  $\lambda$ . En las condiciones usuales o especialmente favorables del Valle de México la capacidad estructural diferirá poco de la que deduzcamos ignorando el fenómeno del pandeo, es decir, tratando el pilote como columna corta.

Para los valores usuales de  $\lambda$ ,  $C$  es casi independiente de este parámetro y puede tomarse igual al valor asintótico para  $\lambda = \infty$ , es decir,  $C = 1$  si el extremo superior del pilote puede desplazarse horizontalmente y  $C = 2$  si dicho extremo está totalmente restringido contra tal tipo de movimiento.

Adoptando el segundo de estos valores, las ecuaciones mencionadas se simplifican

$$P_{cr} = 2 \sqrt{kEI}$$

Estas cargas críticas corresponderían a comportamiento elástico del pilote; son equivalentes a la carga de Euler en columnas. Con objeto de medir el efecto de comportamiento no lineal, en pilotes de concreto reforzado usaremos el método del módulo tangente. En consecuencia bastará con cambiar el término  $EI$  en el radicando que antecede por  $E_s I_s + E_r I_r$ , donde los índices  $c$  y  $a$  se refieren respectivamente al concreto y al refuerzo longitudinal y las cantidades  $E$  son módulos de elasticidad tangenciales. Supondremos que el concreto está hecho con agregados del Distrito Federal y tomaremos  $EI$  módulo elástico inicial como  $E_0 = 10\,000 \sqrt{f'_c}$  (en  $\text{kg/cm}^2$ ) para cargas de corta duración y  $4\,000 \sqrt{f'_c}$  para las de larga duración. Esta relación entre los módulos iniciales para cargas de corta y larga duración refleja el hecho de que el pilote está en un ambiente saturado de humedad. Tomaremos la relación esfuerzo-deformación como

$$\frac{\pi}{f'_c} = \frac{2\varepsilon/\varepsilon_0}{1 - (\varepsilon/\varepsilon_0)^2}$$

para cargas de corta duración <sup>11</sup> y

$$\frac{\sigma}{f'_c} = \frac{0.8 \varepsilon/\varepsilon_0}{1 - 0.9 \varepsilon/\varepsilon_0}$$

para las de larga duración, donde  $\sigma$  es el esfuerzo,  $\varepsilon$  la deformación unitaria y  $\varepsilon_0$  es el valor de  $\varepsilon$  para el que  $\sigma$  alcanza su valor máximo ante cargas de corta duración, para respetar el valor del módulo elástico inicial se debe tomar  $\varepsilon_0 = 2f'_c/E_0$ . La segunda de las fórmulas que anteceden es tal que el módulo inicial ante cargas de larga duración resulta 40 por ciento de  $\varepsilon_0$  y el valor máximo de  $\sigma$  es  $0.89f'_c$ .

Para el refuerzo tomaremos  $\sigma = E_a \varepsilon$  si  $\varepsilon \leq f_y/E_a$  y  $\sigma = f_y$  si  $\varepsilon > f_y/E_a$ , haciendo  $E_a = 2\,000 \text{ ton/cm}^2$ .

Para pilotes metálicos calcularemos longitudes equivalentes de columnas doblemente articuladas, a partir de la fórmula de Euler,  $P_{cr} = \pi^2 EI/L_{eq}^2$ . Despejando de esta expresión hallamos

$$L_{eq} = \pi \sqrt{EI/P_{cr}} = \pi H/\sqrt{2}$$

En el caso de pilotes de acero calcularemos la capacidad estructural reducida por esbeltez aplicando el criterio del AISC, incorporado en la proposición de reglamento para el Distrito Federal. Este criterio puede ponerse en forma de un coeficiente reductor,  $\rho$ , que se aplicaría a la capacidad de pieza corta. Sean  $r$  el mínimo radio de giro de la sección transversal y  $g^2 = 2\pi^2 E/f_y$ . Entonces, si  $L_{eq}/r \leq g$ , se tiene

$$\rho = 1 - \frac{(L_{eq}/r)^2}{2g^2}$$

Este intervalo de relaciones de esbeltez cubre el que interesa en el presente trabajo

Por tratarse de tubos de sección circular se justificaría aumentar su capacidad de cálculo en el intervalo de relaciones de esbeltez intermedias, hasta en diez por ciento con respecto a las capacidades que dan las fórmulas aplicables a los perfiles laminados usuales <sup>12</sup>. Sin embargo, con objeto de simplificar y unificar el tratamiento omitiremos dicho incremento en esta presentación.

### Comparación de capacidades de carga

Aplicando los criterios expuestos calcularemos la capacidad que suministra el suelo y la capacidad estructural de cinco tipos distintos de pilote llevados a profundidades distintas en una zona representativa de la ciudad de México. Para simplificar supondremos que la capacidad de punta correspondiente a la llamada capa dura se desarrolla íntegramente cuando la punta del pilote alcanza la superficie superior de esta capa, aunque en la realidad se necesitará cierta penetración del pilote en ella para alcanzar íntegra la capacidad que calculemos. Además se supondrá un valor relativamente bajo para el ángulo de fricción interna de esta capa ( $25^\circ$ ) y un valor de  $k$  congruente con él. En todos los casos supondremos los siguientes datos:

- Profundidad de desplante de la cimentación: 5 m
- Profundidad de la capa dura: 29 m
- Peso volumétrico medio del suelo:  $1.3 \text{ ton/m}^3$
- Resistencia media de la arcilla al corte entre 5 y 25.4 m de profundidad:  $2.1 \text{ ton/m}^2$
- Resistencia media de la arcilla al corte entre 5 y 29 m de profundidad:  $2.3 \text{ ton/m}^2$
- Resistencia media de la arcilla al corte en la proximidad de 25.4 m de profundidad:  $2.8 \text{ ton/m}^2$
- Ángulo de fricción interna de la capa dura: mínimo  $25^\circ$ , máximo  $30^\circ$
- Peso volumétrico medio del material a más de 29 m de profundidad:  $1.6 \text{ ton/m}^3$
- Espesor de la primera capa resistente: 3 m
- Resistencia media de la arcilla al corte en la segunda capa compresible:  $7 \text{ ton/m}^2$

Los tipos de pilote que consideraremos son:

1. De concreto, con sección circular de 40 cm de diámetro
  - $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
  - $f_y = 4 \text{ ton/cm}^2$
  - Refuerzo longitudinal: 6 barras N° 8
  - Pared lisa
2. De concreto, con sección circular de 30 cm de diámetro
  - $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$
  - $f_y = 4 \text{ ton/cm}^2$



- Refuerzo longitudinal. 6 barras N° 6
  - Pared lisa
3. De concreto, con sección cuadrada, de 15 cm por lado
- $f'_c = 500 \text{ kg/cm}^2$
  - $f_y = 4 \text{ ton/cm}^2$
  - Refuerzo longitudinal: 4 barras N° 5
  - Pared lisa
4. De concreto de sección variable
- De la superficie hasta 25.4 m de profundidad, igual que el pilote 1
  - De 25.4 a 29 m: sección circular de 20 cm de diámetro, con  $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$
  - $f_y = 4 \text{ ton/cm}^2$ , 6 barras longitudinales N° 5, pared lisa
5. De tubo de acero con diámetro nominal de 2"
- Diámetro interior: 5.1 cm
  - Diámetro exterior: 6.1 cm
  - $f_y = 5 \text{ ton/cm}^2$
  - Pared lisa
6. De varilla de acero N° 12
- Diámetro exterior: 1.5"
  - $f_y = 4 \text{ ton/cm}^2$
  - Pared corrugada estándar

En la Tabla 1 se consignan las capacidades calculadas que puede suministrar el terreno en cada caso. Para el pilote de sección variable se da como capacidad de punta la suma de la que resiste la punta del tramo inferior y el apoyo que se logra sobre el terreno en la sección de unión entre ambos tramos.

En la Tabla 2 se incluyen las capacidades estructurales de los pilotes en cuestión para tres condiciones de carga, que pueden asociarse a tres valores de  $k$  según el enfoque adoptado:  $k = \infty$ , 8 y 32  $\text{kg/cm}^2$  respectivamente. Ordinariamente la capacidad a corto plazo estará comprendida entre las que se han calculado correspondiendo a  $k = \infty$  y 32  $\text{kg/cm}^2$ , y a largo plazo entre las que corresponden a  $k = \infty$  y 8  $\text{kg/cm}^2$ . Se concluye que los efectos de pandeo pueden ignorarse en la mayor parte del Valle de México, pues si se hiciera  $k = 80 \text{ kg/cm}^2$  (que, como hemos visto, es representativo), la diferencia con la capacidad del pilote como columna corta sería en todos los casos sumamente pequeña. Para los pilotes de sección circular se tomó el esfuerzo del concreto a la ruptura ante cargas de corta duración como 0.85  $f'_c$  ya que estos elementos se vuelan en posición vertical. Dado que los pilotes de sección cuadrada o rectangular suelen colarse en posición horizontal, el esfuerzo de ruptura del concreto en el pilote con sección de  $15 \times 15 \text{ cm}$  se tomó igual a  $f'_c$ . Para el pilote de sección variable se supuso la carga crítica dada por  $\sqrt{kEI}$ , que es la que resulta (en vez de  $2\sqrt{kEI}$ ) con grandes relaciones de esbeltez cuando al menos uno de los ex-

tremos del pilote está libre para desplazarse horizontalmente, se supuso que la condición en la zona de transición entre el gran y el pequeño diámetros quedaría aproximada razonablemente en esta forma; para este pilote solo se consignan las capacidades estructurales correspondientes a la zona que tiene 40 cm de diámetro, pues es la que gobierna en todas las condiciones.

La Tabla 3 contiene valores de un coeficiente que llamaremos de eficiencia. Se trata de la relación entre la capacidad máxima aprovechable (última columna de la Tabla 1) y la capacidad del pilote como columna corta (primera columna de capacidades según la Tabla 2). Contiene asimismo valores de los cocientes

$$\beta = \frac{P_p}{P_f}, \quad FS = \frac{P_e'}{P_m}$$

donde

$P_p$  = capacidad de punta cuando se deja un colchón de arcilla, o capacidad de punta más capacidad por 1 m de penetración en la capa dura cuando no se deja tal colchón

$P_f$  = capacidad de adherencia

$P_m$  = máxima carga que obra en el pilote si  $P_p$  se duplica respecto al valor calculado

$P_a$  = capacidad máxima aprovechable

$P_e'$  = capacidad estructural ante cargas de larga duración

El coeficiente  $\beta$  mide el grado al cual debe modificarse la adherencia del pilote con la arcilla para forzar a la punta a que penetre en el suelo cuando la capacidad  $P_p$  es el doble de la calculada. Si  $\beta$  es pequeño en relación con uno, la cimentación prácticamente no emergerá, pues bastará un pequeño movimiento relativo entre el pilote y la arcilla para lograr una disminución de la adherencia, suficiente para forzar el descenso de la cimentación. Si  $\beta = 2$  la cimentación emergerá del terreno circundante, como si se tratara de un cimiento sobre pilotes de punta, en caso de que la capa resistente posea una capacidad doble de la supuesta (cosa que puede ocurrir con facilidad). La cantidad  $FS$  representa el mínimo factor de seguridad que se alcanza en estas condiciones ya sea en la cabeza o en la punta del pilote. Si  $FS$  está próximo a 1.0 o es menor que este límite el pilote en cuestión no debe emplearse a menos que, mediante pruebas locales o extensa exploración de la primera capa resistente, se pueda asegurar que la capacidad de dicha formación no excede en mucho el valor supuesto en el cálculo; además en pilotes de concreto se deben pedir valores de  $FS$  superiores a los que se consideren adecuados para pilotes metálicos, tanto por la mayor erraticidad de las propiedades del material como por su menor ductilidad.

Se concluye de la Tabla 3 que la eficiencia de todos los pilotes que dejan un colchón de arcilla,

TABLA 1

CAPACIDADES DEL SUELO PARA PILOTES DE FRICCIÓN

Descripción del pilote	Prof. de la punta, m	Peso propio neto, ton	Capacidad estructural, ton					
			De punta	Adh. rencia	Total sin penetrar	Por penetración	Total con penetración	
Concreto, 40 cm de diámetro	25.4	2.8	3.3	35.7	36.2	...	3.3	36.2
	29.0	3.3	132.3	46.0	175.0	23.4	155.7	198.4
Concreto, 30 cm. de diámetro	25.4	1.6	1.9	28.4	28.7	...	1.9	28.7
	29.0	1.9	74.8	34.5	107.4	17.6	92.4	125.0
Concreto, 15 × 15 cm	25.4	0.5	0.6	17.1	17.2	...	0.6	17.2
	29.0	0.6	23.7	22.1	45.2	11.2	34.9	56.4
Concreto, diámetro variable	29.0	2.9	35.6	40.9	73.6	11.8	44.9	85.4
Tubo acero, φ2"	25.4	0.1	0.0	10.4	10.3	...	0.0	10.3
	29.0	0.1	2.9	13.8	16.6	4.0	6.9	20.6
Varilla acero, N° 12	29.0	0.2	1.1	7.6	8.5	2.6	3.7	11.1
	45.0	0.3	0.1	21.1	20.9	...	0.1	20.9

TABLA 2

CAPACIDADES ESTRUCTURALES DE LOS PILOTES

Descripción del pilote	Duración de la carga	Capacidad estructural, ton	
		Como columna corta	Incl. efectos esbeltez
Concreto, 40 cm de diám.	corta	339	338
	larga	315	221
Concreto, 30 cm de diám.	corta	273	272
	larga	252	155
Concreto, 15 × 15 cm	corta	140	136
	larga	128	67
Concreto, diám. variable	corta	339	319
	larga	315	164
Tubo acero, 2"φ	corta	44	39
	larga	44	34
Varilla acero, N° 12	corta	41	32
	larga	41	23

entre su punta y la primera capa dura, es sumamente baja, excepto para el pilote de tubo metálico. La eficiencia es máxima para la varilla llevada a 45 m de profundidad, y es moderada para el pilote de sección variable.

Si se aplicara la resistencia del material próximo a la punta, el comportamiento sería adecuado para todos los que dejan un cojón de arcilla, así como para el pilote de 15 × 15 cm apoyado de punta, el de sección variable y los metálicos en cualesquiera condiciones, en cuanto a que la cimentación no tendería a emerger apreciablemente.

TABLA 3

COEFICIENTES DE EFICIENCIA, β Y FS

Descripción del pilote	Prof. de la punta, m	Coeficiente de eficiencia	Factor de seguridad, FS		
			Coeficiente, β	k = ∞	k = 5
Concreto, 40 cm de diámetro	25.4	0.11	0.1	8.7	6.1
	29.0	0.56	3.4	1.3	0.9
Concreto, 30 cm de diámetro	25.4	0.11	0.1	8.8	5.7
	29.0	0.43	2.7	1.6	1.0
Concreto, 15 × 15 cm	25.4	0.13	0.0	7.4	3.9
	29.0	0.35	1.6	1.6	0.9
Concreto, diámetro variable	29.0	0.23	1.1	2.4	1.3
	Tubo acero, 2"φ	25.4	0.24	0.0	4.3
29.0		0.38	0.5	2.1	1.7
Varilla acero, N° 12	29.0	0.21	0.5	3.7	2.1
	45.0	0.51	0.0	2.0	1.1

Para los pilotes de 40 y de 30 cm de diámetro apoyados en la primera capa dura, el comportamiento sería objetable, pues la cimentación tendería a emerger del terreno circundante; estos pilotes se comportarán apoyados de punta en caso de que la primera capa dura tenga efectivamente el doble de la capacidad inicialmente calculada.

Admitiendo como lo hemos hecho, que se duplique la capacidad del suelo en la proximidad de la punta del pilote, encontramos factores de seguridad excesivamente bajos para todos los pilotes de concreto de sección constante si  $k = 5$ .

$1/4 \text{ cm}^2$ , y sería apenas aceptables aun con valores apreciablemente mayores de la rigidez de la cilla. Dichos factores de seguridad son adecuados en todos los casos al tratarse del pilote de fricción variable, el tubo o la varilla.

### Conclusiones

Del presente estudio se derivan las siguientes conclusiones aplicables a pilotes de fricción en la arcilla de Valle de México.

1. Los pilotes de fricción que dejan un colchón adecuado entre su punta y la primera capa dura suministran, en todos los casos estudiados, factores de seguridad amplios contra falla estructural. A este resultado se llega aun cuando se toma en cuenta la posibilidad de pandeo de un manera sumamente conservadora.
2. Dichos pilotes tienen eficiencias sumamente bajas, en cuanto a que la capacidad máxima aprovechable, que dicta la resistencia de la arcilla en condiciones típicas del Valle, es muy inferior a la capacidad estructural del elemento. La situación puede remediarse llevando el pilote a descansar la primera capa dura, o en el caso de varillas que trabajan como pilotes, atravesando dicha capa.
3. La medida que antecede tiene inconveniente en pilotes de concreto de 30 ó 40 cm de diámetro, de que la cimentación que en ellos se apoye tenderá a emerger del terreno si la capacidad de punta es apreciablemente superior a la que se suponga en el cálculo, pues dichos pilotes trabajarán entonces como apoyados y no de fricción. Esta objeción puede eliminarse cuando una exploración casi exhaustiva de las propiedades mecánicas de la primera capa dura, bajo toda el área cargada, asegure que su capacidad es uniforme y no excesiva.
4. Ordinariamente la conclusión del párrafo anterior hará desechar el uso de pilotes de concreto de diámetro moderado o grande llevados hasta la primera capa dura cuando de ellos se pretende obtener el comportamiento propio de pilotes de fricción, es decir, con un control automático (si bien, limitado) de asentamientos. Será entonces aconsejable acudir a pilotes cuya punta tenga dimensiones transversales pequeñas ya sea que se trate de elementos de sección constante o variable o que se acuda a pilotes metálicos. Sin embargo, el factor de seguridad contra pandeo elástico a largo plazo en pilotes de  $15 \times 15 \text{ cm}$  de concreto con resistencia  $f_c' = 500 \text{ kg/cm}^2$ , será entonces excesivamente bajo si la restricción que su-

ministre el terreno es del orden de la calculada en este trabajo.

5. Ninguna de las objeciones que anteceden operan en el caso de pilotes de concreto de sección variable ni de tubos metálicos de pequeño diámetro llevados hasta la capa dura ni de varillas de  $1.5''$  de diámetro llevados hasta esa capa o que la atraviesan. La decisión sobre el empleo de una u otra sobre la estará regida fundamentalmente por consideraciones económicas, ya que en los últimos tipos de pilote el comportamiento sería satisfactorio. Sólo quedará como objeción potencial, al empleo de varillas que atravesaran la primera capa resistente la que proviniera de las dificultades que presentara su hinca.

Los siguientes puntos ameritan estudio detenido.

1. Ensayes de campo destinados a establecer criterios fidedignos para el cálculo del módulo de reacción,  $k$ , y su correlación con los resultados de ensayes rutinarios de laboratorio en muestras inalteradas.
2. Estudios analíticos, paralelos a los aquí realizados, para predecir el comportamiento de tipos de pilote aun no estudiados, específicamente, tubos de mayor diámetro, pilotes de lámina de acero doblada en fino, viguetas de acero grado estructural o de alta resistencia y pilotes de concreto de diámetro variable, con otras combinaciones de diámetros.
3. Comparaciones económicas entre estas soluciones.
4. Ensayes de campo tendientes a verificar o modificar las conclusiones analíticas, a ser realizados en los tipos de pilote que más probabilidades de éxito ofrezcan según los resultados de las comparaciones económicas mencionadas.

En la actualidad ya se llevan a cabo algunos ensayes de campo en pilotes de diámetro variable, subvencionados por el Banco Nacional Hipotecario Urbano y de Obras Públicas, S. A.

### Reconocimiento

El autor agradece a Romeo Jiménez Rodríguez, Gerente de Mecánica de Suelos de Diseño Racional, A. C. (DIRAC) y Daniel Reséndiz Núñez, Investigador del Instituto de Ingeniería, las valiosas sugerencias que le hicieron en el desarrollo de este trabajo, y a Fausto Vences Velez, estudiante posgraduado de la División del Doctorado de Ingeniería, UNAM, su colaboración en el cálculo de varios conceptos aquí consignados.

## REFERENCIAS

1. Marsal, R. J. y Mazari, M. "El subsuelo de la ciudad de México". Instituto de Ingeniería, A. 165-176
2. Bergfeldt, A. "The axial and lateral load bearing capacity and failure by buckling of piles in soft clay", *Proc. Fourth Intl. Conf. on Soil Mech. and Foundation Engrg.*, Londres (1957), II, 8-13.
3. Marsal, R. J. y Mazari, M. "El subsuelo de la ciudad de México", Instituto de Ingeniería, UNAM, A. 519-606
4. Enriquez, R. y Rosenblueth E. "Pruebas de extracción de pilotes a escala reducida en arcillas típicas del Valle de México". *Ier. Congreso Panam. de Mec. de Suelos y Cimentación* (México, D. F., 1960), 1, 389-404.
5. Casagrande, A. y Shannon, W. L. "Research on stress-deformation and strength characteristics of soils and soft rocks under transient loading". *Pub. Harvard Univ. Grad. Sch. Eng., Soil Mech. Series, No. 31* (1948).
6. Seed H. B. "Soil strength during earthquakes" *Proc. 2nd World Conf. on Earthq. Engrg.* (Japan, 1960), 1, 183-194.
7. Meyerhof, G. G. "Recherches sur la force portante des pieux", *Annales de l'Institut Technique*, Nos. 63 y 64 (marzo-abril, 1953), 371-374.
8. Zeevaert, L. "Reducción de la capacidad de carga en pilotes apoyados de punta debido a fricción negativa", *Ier. Congreso Panam. de Mec. de Suelos y Cimentación* (México, D. F., 1960), 1, 339-348
9. Davison, M. T., "Estimating buckling loads for piles" *Civil Engrg. Studies, Dept. of Civil Engrg. Univ. of Illinois* (Urbana, Ill., 1963).
10. Penzien, J. y Scheffey, C. F. "Seismic analysis of bridges on long piles". *Proc. ASCE*, 90, EM3-1 (junio 1964), 223-254.
11. Prakash D. y Krishnan, S. "Equation for the stress-strain curve of concrete", *Journal ACI*, 61, 3 (marzo 1964), 345-350.
21. Bouwkamp, J. G., "Concept of tubular-joint design", *Journal ASCE*, 90, ST2 (abril, 1964), 77-101.