

**FACULTAD DE INGENIERIA UNAM,
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**“DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES
PROFUNDAS”**

PROFESORES: . . . Dr. Rigoberto Rivera Constantino

Ing. Germán López Rincón

Ciudad del Carmen Campeche, febrero de 1998.

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES PROFUNDAS

DURACION: 20 h

PROFESORES: Ing. *German López Rincón*
~~Ricardo Rubén Padilla Velázquez~~

Dr. Rigoberto Rivera Constantino

TEMARIO:

1. Exploración y muestreo en suelos
2. Pruebas de campo y laboratorio
 - 2.1 Resistencias al esfuerzo cortante
 - 2.2 Compresibilidad; modelo de viscosidad intergranular en suelos finos saturados (Zeevaert)
3. Cimentaciones profundas; pilotes, pilas y cilindros
4. Teorías de capacidad de carga; Terzaghi, Skempton, Meyerhof y Zeevaert
5. Análisis de deformaciones
 - 5.1 Cimentaciones con pilotes de punta
 - 5.2 Cimentaciones con pilotes de fricción
6. Interacción suelo-pilote bajo cargas laterales estáticas y dinámicas
 - 6.1 Fundamentos de dinámica de suelos
 - 6.2 Ecuación matricial de asentamientos (HEMAS)
 - 6.3 Ecuación matricial de interacción (HEMIS)
7. Procedimientos constructivos

1. EXPLORACION Y MUESTREO EN SUELOS

1. OBJETIVOS

El pozo a cielo abierto permite: a) observar directamente las características estratigráficas del suelo, y b) rescatar muestras inalteradas de los estratos principales. Esta técnica de exploración y muestreo es particularmente recomendable en suelos secos y duros, como los de la costra superficial de la zona del lago y los depósitos de lomas y de algunas transiciones.

1. EQUIPO NECESARIO

Se requiere equipo para la excavación del pozo y labrado de las muestras inalteradas; la excavación puede hacerse con herramienta manual o con máquinas perforadoras capaces de abrir en seco pozos de por lo menos 80 cm de diámetro. El labrado de las muestras se realiza con herramientas manuales.

2.1 Excavación manual

El equipo se integra por picos, palas, cable de manila, botes, un malacate mecánico para 250 kg, escaleras y herramienta para carpintería y albañilería. Además, si el nivel freático está cercano a la superficie, puede requerirse una bomba eléctrica con puntas e toras, es factible que también se necesiten martillos eléctricos o neumáticos para atravesar suelos muy duros, así como algunas tobas.

2.2 Excavación con máquina

Se puede utilizar una máquina perforadora a rotación del tipo de la que se emplea para la construcción de pilas de cimentación. La selección de la máquina quedará condicionada por la profundidad que se requiera alcanzar; como guía, puede decirse que perforando en seco suelos duros, las más ligeras (tipo Cadweld) pueden perforar hasta 15 m en diámetros de 0.8 m y las más pesadas (tipo Watson o Soiltec), aproximadamente 30 m, con diámetros de 1.0 a 1.5 m.

2.3 Herramientas y materiales para el muestreo

Para el labrado y protección de las muestras inalteradas se requieren espátulas, cincel, martillo, brochas, estufa, manta de cielo, parafina y brea.

3. DESARROLLO DEL TRABAJO

3.1 Excavación manual

El pozo puede excavar con sección cuadrada o circular, la forma se elegirá en razón a la técnica de estabilización de las paredes de excavación. Si se utilizan tabloncillos y marcos estructurales, la forma cuadrada es la más adecuada; en la fig 1 se muestra cómo se adema un pozo. Por otra parte, la forma de pozo circular es la conveniente cuando se

estabilizan sus paredes con tubo de lámina corrugada o con ferro-cemento. Esta última solución se ha venido empleando con mucha frecuencia por su sencillez y bajo costo; esencialmente consiste en colocar anillos de malla electrosoldada (4, 4-10, 10) separados por lo menos 2 cm de la pared de excavación. La malla se fija con anclas cortas de varilla corrugada hincadas a percusión, y después se aplica manualmente el mortero con un espesor mínimo de 4 cm. Los anillos generalmente empleados son de 1 m de altura; si el terreno es estable, este valor puede incrementarse.

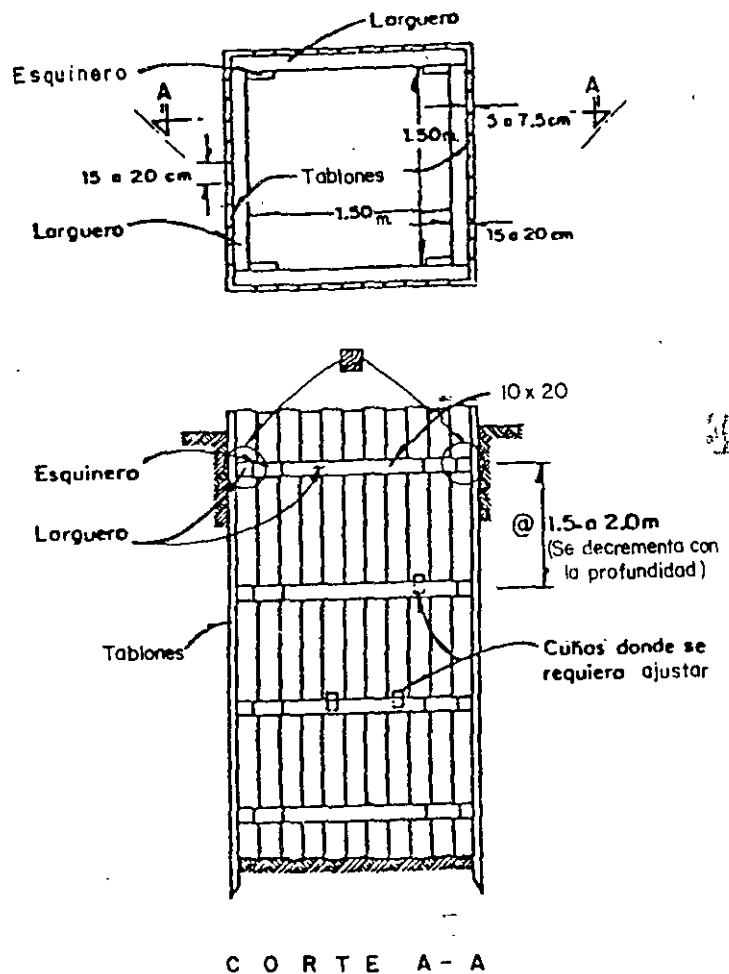


FIG 1 ADEMADO PARA UN POZO A CIELO ABIERTO

3.2 Excavación con máquina

La perforación mediante máquina rotatoria también puede presentar paredes inestables, en esos casos, el problema deberá resolverse perforando tramos cortos y estabilizándolos con anillos de malla de acero y mortero.

Las zonas de tobas duras, donde las perforaciones pierden velocidad de avance, se acos-

tumbra atravesarlas agregando agua para *ablandar* los materiales; esta práctica es inadecuada porque altera las propiedades de los suelos.

3.3 Labrado de las muestras inalteradas

En la excavación se deja un escalón (fig 2), en el cual se limpia un área de unos 50 cm de diámetro; a continuación se marca la sección deseada y se labran los lados del cubo de suelo (de 25 x 25 cm). Posteriormente, la muestra se envuelve con manta de cielo, que se impregna con una mezcla caliente de parafina y brea mediante una brocha. En la parte superior de la muestra se coloca una etiqueta de identificación (fig 3).

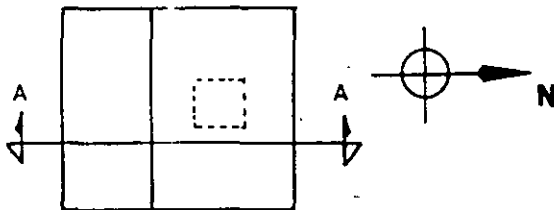
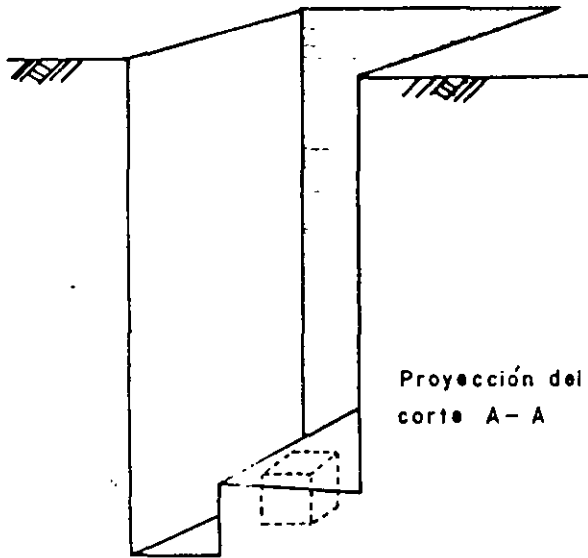
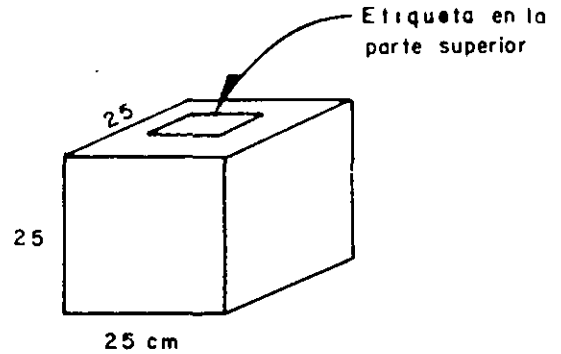


FIG 2 LABRADO DE MUESTRAS

4. REGISTRO DE CAMPO

Conforme avanza la excavación del pozo se lleva un registro (fig 4) donde se anota la descripción y clasificación de los estratos, indicando gráficamente la profundidad de las muestras; en el registro se incluirán comen-

tarios relativos al procedimiento de excavación y ademe utilizados. Asimismo, conviene registrar los valores de resistencia al corte determinados en las paredes y fondo del pozo con torcómetro y penetrómetro portátil.



DDF	Obra
Sondeo	Muestra
Clasificación	Profundidad
	Operador
	Fecha

FIG 3 IDENTIFICACION DE MUESTRAS

5. COMENTARIOS

El pozo a cielo abierto es una técnica de exploración y muestreo que puede clasificarse como excelente; en suelos secos es la única confiable, ya que los métodos de perforación y muestreo convencionales que emplean agua o lodo como fluido de perforación pueden provocar cambio de sus propiedades mecánicas.

Los factores que deben tomarse en cuenta para la selección del pozo a cielo abierto como técnica de muestreo en un caso particular son: a) la profundidad máxima que pueda alcanzarse, b) el tiempo y costo de ejecución y c) que el nivel freático sea profundo.

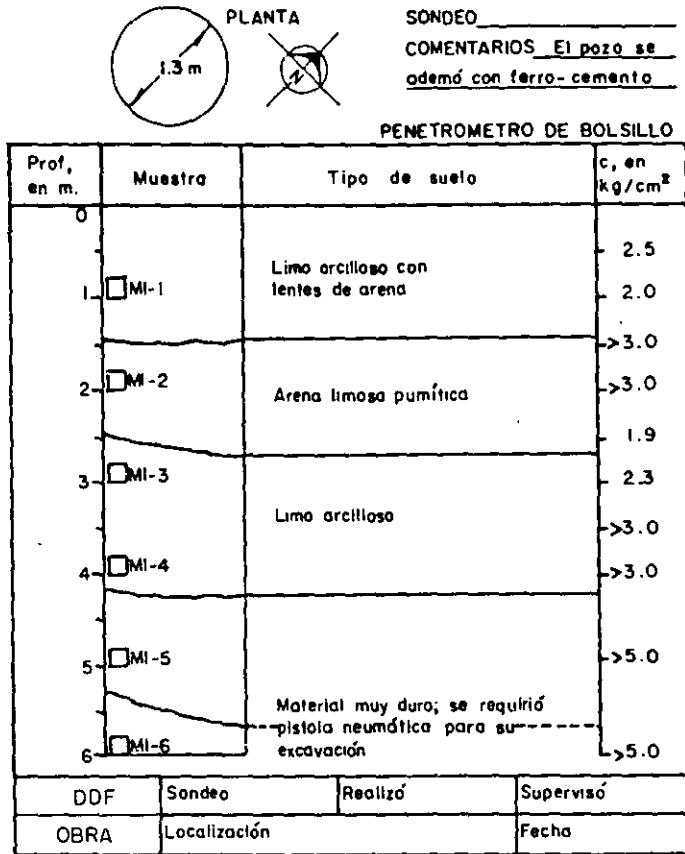


FIG 4 PERFIL ESTRATIGRAFICO

3.4.2 Cono eléctrico

1. OBJETIVO

Determinar la variación con la profundidad de la resistencia a la penetración de punta y fricción del cono; la interpretación de estos parámetros permite definir con precisión cambios en las condiciones estratigráficas del sitio y estimar la resistencia al corte de los suelos mediante correlaciones empíricas.

2. EQUIPO

2.1 Cono eléctrico

Es una celda de carga con dos unidades sensibles instrumentadas con deformómetros eléctricos (*strain gages*), (ref 1); usualmente tiene 2 ton de capacidad de carga y resolución de ± 1 kg, pero en el caso de suelos duros podrá alcanzar una capacidad de 5 ton y resolución de ± 2 kg; en la fig 1 se muestra esquemáticamente dicho instrumento; generalmente tienen 3.6 cm de diámetro exterior, aunque para suelos blandos se han utilizado hasta de 7.0 cm.

Como se observa en la fig 1, la fuerza que se desarrolla en la punta cónica (1) se mide en la celda inferior (2), y la que se desarrolla en la funda de fricción (3) se mide en la celda superior (4).

La señal de salida del cono se transmite con cables a la superficie, la recibe un aparato receptor y la transforma en señal digital, impresión numérica o directamente en una gráfica.

2.2 Mecanismo de carga

El cono se hince en el suelo empujándolo con una columna de barras de acero, usualmente de 3.6 cm de diámetro exterior, por cuyo interior sale el cable que lleva la señal a la superficie. La fuerza necesaria para el hincado se genera con un sistema hidráulico con velocidad de penetración controlada.

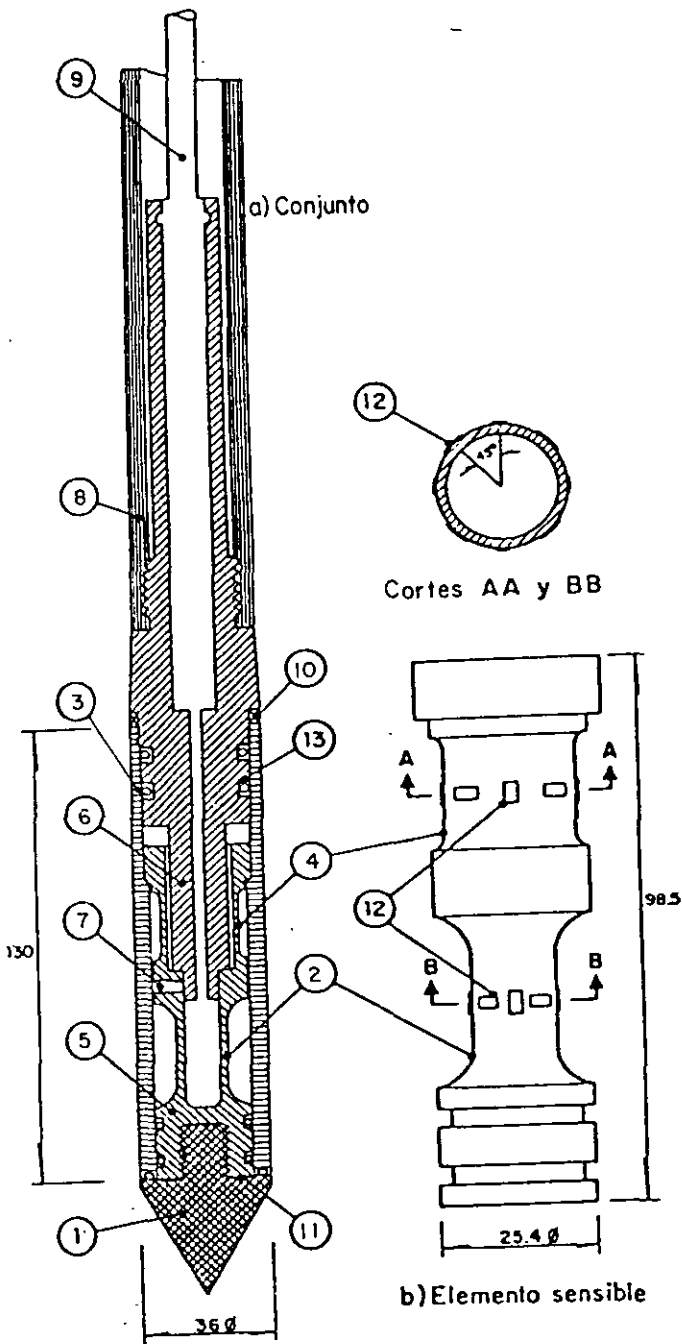
3. OPERACION DEL EQUIPO

La velocidad de hincado del cono es usualmen-

te de 2 cm/s; sin embargo, en la norma tentativa (ASTM D3441-75T para operación del cono eléctrico) se propone de 1 a 2 cm/s \pm 25%. Para las arcillas de la Ciudad de México se ha adoptado 1 cm/s porque así se controla mejor la prueba; sin embargo, es admisible operar con 2 cm/s, sabiendo que se obtienen valores ligeramente más altos (ref 2); sin embargo, es muy importante que durante la prueba la velocidad de penetración se mantenga constante, ya que es inevitable que en las capas duras el cono pierda velocidad de penetración y que al pasarlas se acelere.

4. RESULTADOS

La prueba de penetración estática de cono permite definir la variación de la resistencia de punta y fricción con la profundidad; la fig 2 muestra un ejemplo de un sondeo en el centro de la Ciudad; no se presenta la gráfica de la fricción porque en los suelos blandos su medición es incierta (ref 3).



- 1 Cono (60°, Ø36 mm, 10.18 cm²)
- 2 Celda de punta
- 3 Funda de fricción (Ø36 mm, 147.02 cm)
- 4 Celda de fricción
- 5 Elemento sensible (bronce SAE-64)
- 6 Pieza de empuje
- 7 Perno de sujeción (3 @ 120°)
- 8 Cople conector a la tubería EW
- 9 Cable conductor blindado de 8 hilos
- 10 Sello de silicón blando
- 11 Rondana de bronce
- 12 Deformómetros eléctricos
- 13 Aro-sello

Acotaciones, en mm

FIG 1 CORTE TRANSVERSAL DEL PENETROMETRO ELECTRICO

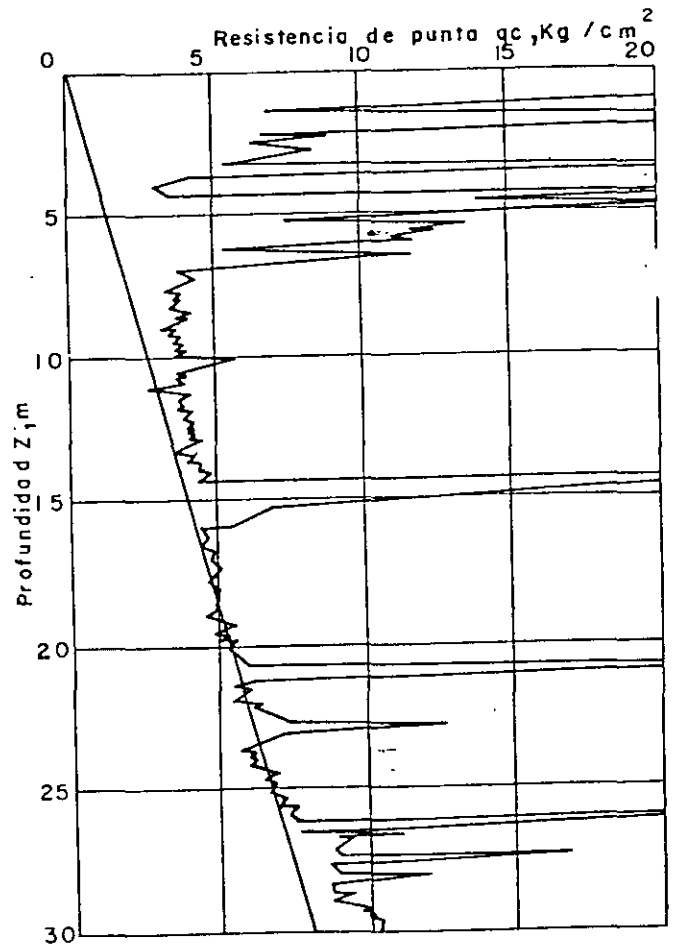


FIG 2 VARIACION DE LA RESISTENCIA DE PUNTA CON LA PROFUNDIDAD

5. INTERPRETACION DE RESULTADOS

5.1 Estratigrafía

El penetrómetro eléctrico permite detectar

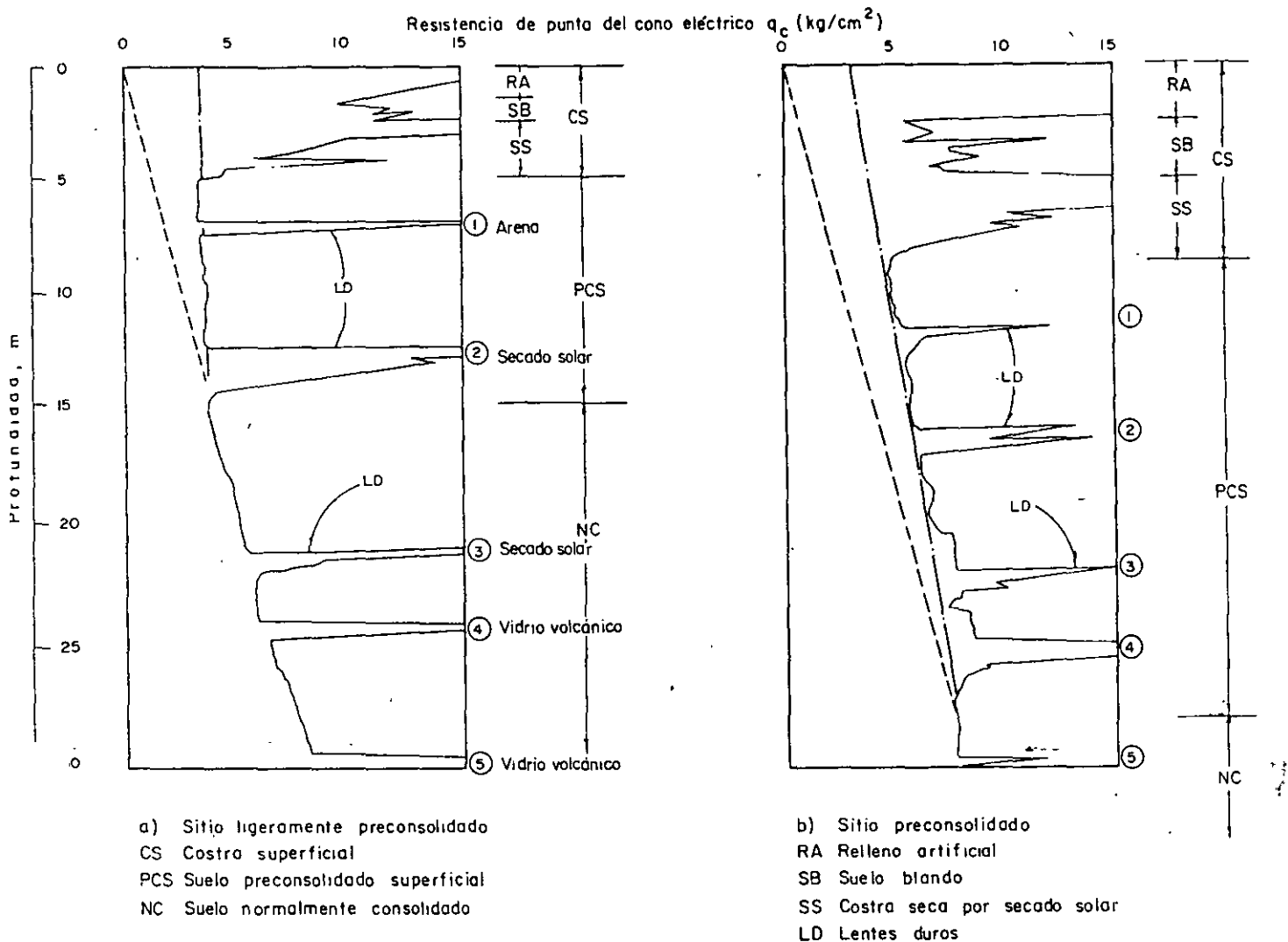


FIG 3 TIPOS DE VARIACION DE RESISTENCIA DE PUNTA

con precisión los cambios estratigráficos, utilizando como indicador la variación de la resistencia de punta (fig 3).

1.2 Identificación indirecta de los suelos

La identificación de los suelos se hace de manera indirecta mediante correlaciones empíricas como las de las figs 4 y 5, una elaborada por Sanglerat y la otra por Schmertmann (refs 4 y 5). En el caso del subsuelo de la Ciudad de México, particularmente en la Zona del Lago, la identificación de los suelos se puede hacer comparando la variación de la resistencia de punta con la estratigrafía definida mediante sondeos con muestreo inalterado continuo.

1.3 Parámetros de resistencia de los suelos

a) Suelos cohesivos. La resistencia al corte de suelos cohesivos en condiciones no drenadas se puede obtener aproximadamente con la expresión:

$$c_{uu} = \frac{q_c}{N_K} \quad (1)$$

donde

c_{uu} resistencia al corte no drenada, en t/m²

q_c resistencia de punta de cono, en kg/cm²

N_K coeficiente de correlación

Los valores del coeficiente N_K , determinados para suelos de la Ciudad de México, aparecen en la tabla 1.

b) Suelos friccionantes. La correlación entre la resistencia de punta del cono y la compacidad relativa de arenas finas se muestra en la fig 6.

Para determinar el valor del ángulo de fricción interna, ϕ' , usualmente se utilizan las fórmulas de capacidad de carga, empleando como datos la capacidad de carga última y la estimación del peso volumétrico; en la fig 7 se presenta una solución gráfica para determinar el valor de ϕ' en función de q_c y de σ_o' , donde σ_o' es el esfuerzo vertical efectivo.

c) Suelos cohesivo-friccionantes. Este caso se resuelve considerando dos valores de la resistencia de punta cercanos, que corresponden a un mismo estrato (q_{c1} y q_{c2}). Así se pueden plantear dos expresiones de la capacidad de carga última, que al considerarlas simultáneamente resultan:

$$\phi = \tan^{-1} \left[\frac{q_{c2} - q_{c1}}{\gamma(z_2 - z_1)N_q} \right]^{-1} \quad (2)$$

$$c = \frac{(q_{c1} + q_{c2}) - \gamma N_q (1 + \tan \phi) (z_1 + z_2)}{2 N_c (1 + N_q / N_c)} \quad (3)$$

donde

c y ϕ parámetros de la resistencia al corte

q_{c1} y q_{c2} valores de la resistencia de punta ($q_{c2} > q_{c1}$)

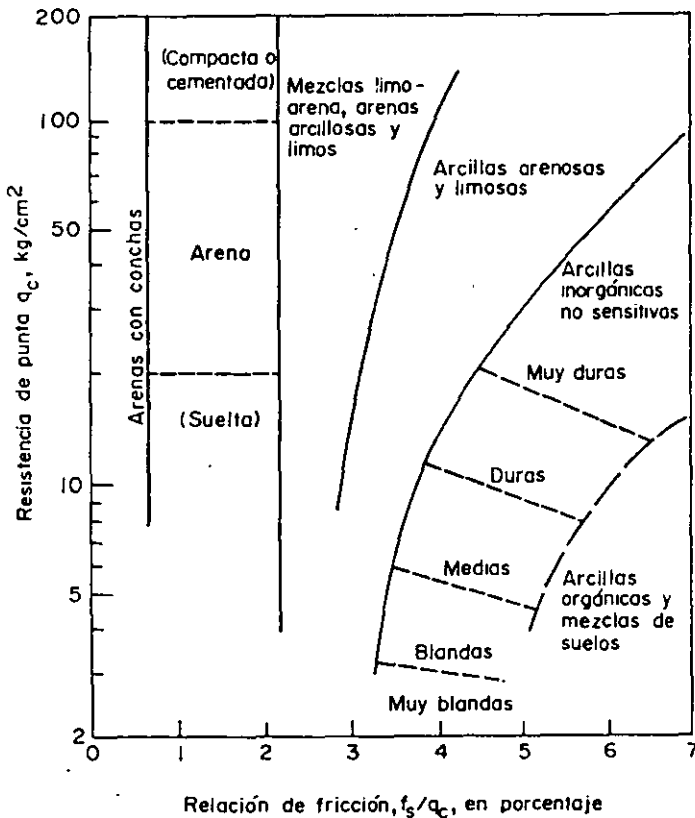


FIG 4 CLASIFICACION DE SUELOS CON PENETROMETRO ESTATICO (REF 4)

z_1 y z_2 profundidades de medición

N_c y N_q coeficientes de capacidad de carga

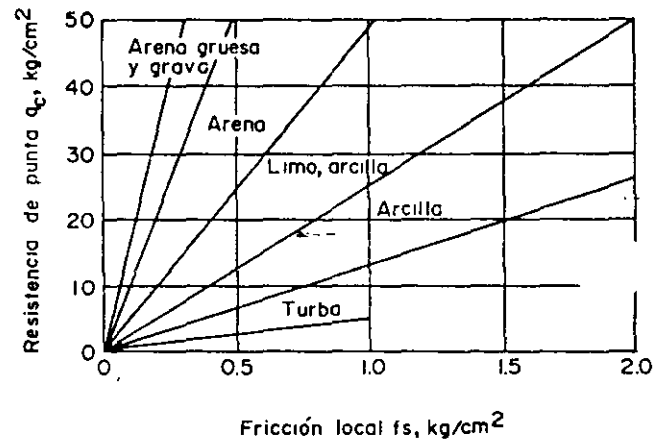
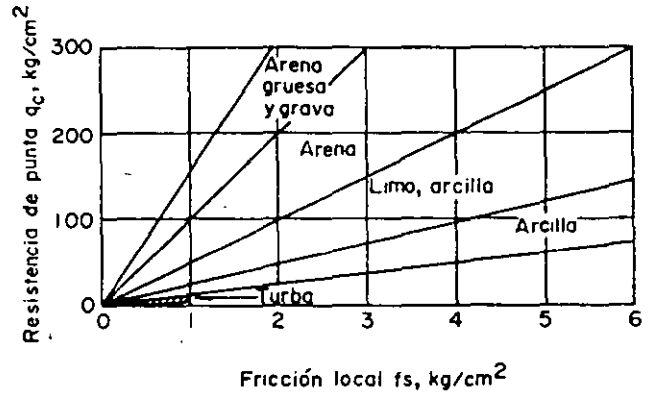


FIG 5 CLASIFICACION DE SUELOS CON PENETROMETRO ESTATICO (REF 5)

$$N_q = \frac{q_{c2} - q_{c1}}{\gamma(1 + \tan \phi)(z_2 - z_1)} \quad (4)$$

Para determinar el valor de ϕ se deben resolver por aproximaciones sucesivas las ecuaciones implícitas 2 y 4; para ello, primero se supone un valor de ϕ para calcular N_q (ec 4) y con el valor obtenido calcular ϕ (ec 2); este último se toma como valor inicial y se repite el cálculo que converge en dos o tres iteraciones.

6. COMENTARIOS

La prueba de penetración con cono es la técnica de exploración de suelos más eficiente y económica de que se dispone actualmente

Cuando se trata de suelos blandos, el cono eléctrico tiene mayor precisión que el cono mecánico.

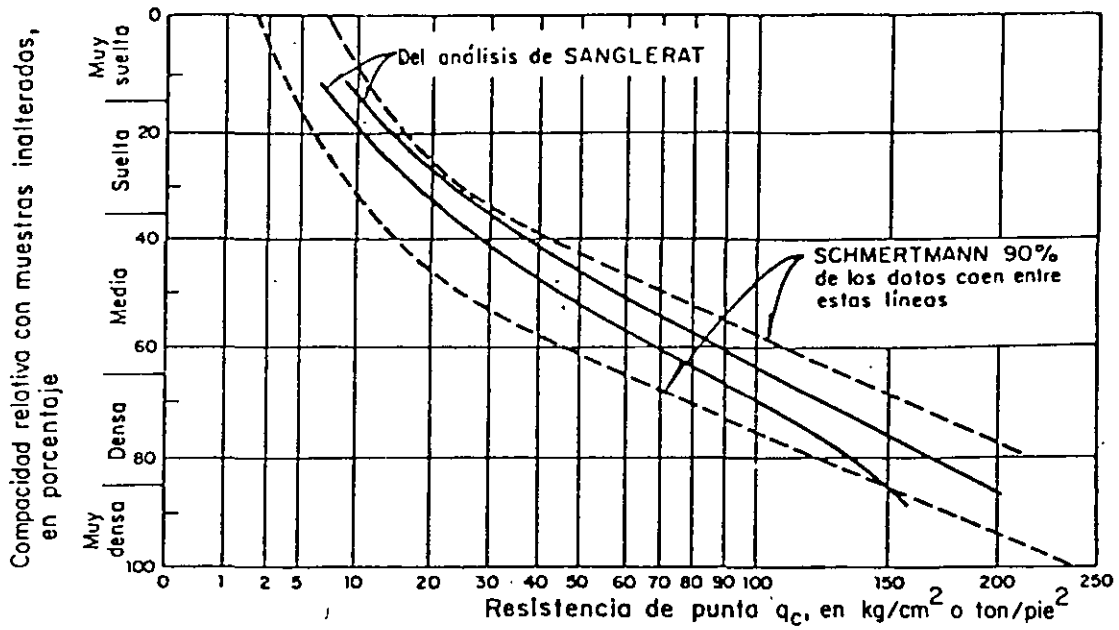


FIG 6 CORRELACION ENTRE LA RESISTENCIA DE PUNTA Y LA COMPACIDAD RELATIVA DE ARENAS FINAS (REFS 4 Y 5)

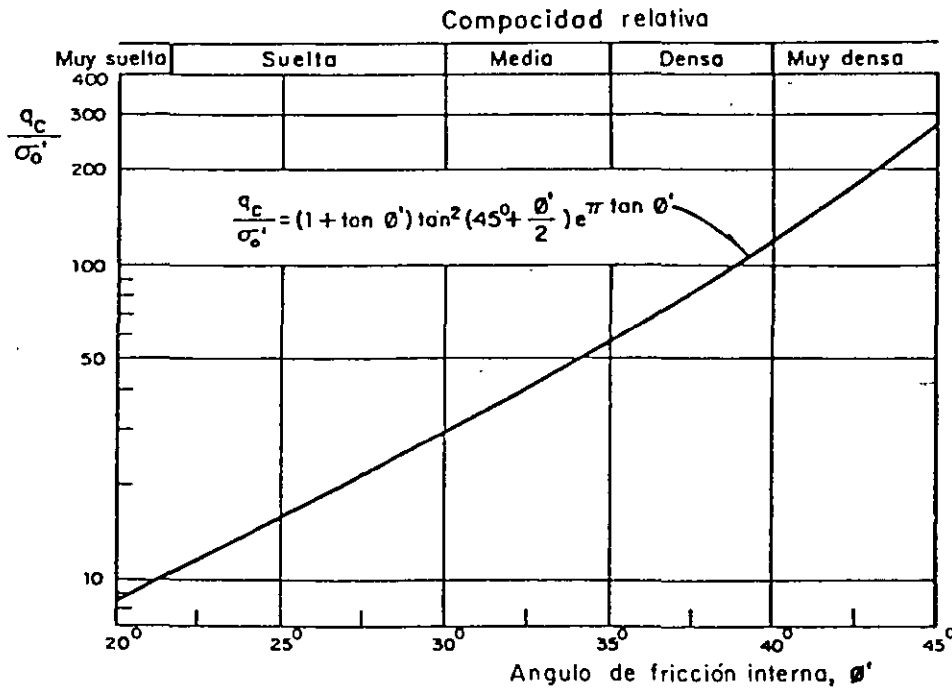


FIG 7 CORRELACION DE LA RESISTENCIA DE PUNTA Y EL ANGULO ϕ' DE ARENAS

TABLA 1 VALORES DEL COEFICIENTE DE CORRELACION N_k
PARA LA CD. DE MEXICO (ref 2)

Tipo de suelo	q_c	P r u e b a		Torcómetro		Penetrómetro de bolsillo
		Triaxial UU	Compresión simple	Lab	Campo	
Costra seca	$5 < q_c < 10$	$q_c/14$	$q_c/20$	-	-	-
Arcillas blandas	$q_c > 5$	$q_c/13$	$q_c/16$	$q_c/12$	$q_c/14$	-
Limos arcillosos duros	$q_c > 10$	$q_c/24$	$q_c/54$	-	-	$q_c/29$

q_c resistencia de punta en kg/cm^2

Los coeficientes de correlación N_k entre las mediciones con cono y la resistencia al corte no drenada de los suelos, están basados en un número reducido de sondeos inalterados; por ello deben utilizarse con reserva y de preferencia ratificarse con sondeos de correlación, para asegurarse de su validez.

El cono deberá calibrarse después de cada diez sondeos a fin de comprobar su confiabilidad.

7. REFERENCIAS

1. Santoyo, E y Olivares, A, "Penetrómetro estático para suelos blandos y sueltos", Series del Instituto de Ingeniería No. 435, UNAM (1981)
2. Santoyo, E, "Empleo del cono estático en un túnel de la Ciudad de México", Memorias X Reunión Nacional de la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, SMMS, Morelia (1980)
3. De Rutier, J, "Current penetrometer practice", Proceedings ASCE Convention, Session 35, Cone Penetration-Testing and Experience, St Louis (1981)
4. Sanglerat, G, "The penetrometer and soil exploration", Elsevier Scientific Publishing Co., Nueva York (1972)
5. Schmertmann, J H, "Guidelines for CPT performance and design", Federal Highway Administration HDV, 22, EUA (1977)

3.4.3. Cono mecánico

1. OBJETIVO

Determinar la variación con la profundidad de la resistencia de punta y fricción del cono; la interpretación de estos parámetros permite definir con precisión las condiciones estratigráficas del sitio y estimar la resistencia al corte de los suelos.

En general la operación del cono mecánico es más confiable que la del eléctrico, porque las fallas de trabajo son poco frecuentes; en cambio, su sensibilidad y precisión son menores que las del cono eléctrico.

2. EQUIPO

El penetrómetro mecánico consta esencialmen-

te de una tubería de acero, con barras sólidas concéntricas, la tubería tiene 3.6 cm de diámetro exterior y 1.6 cm de interior, en tramos de 1 m de longitud, unidos con cuerdas cónicas; la barra sólida interior es también de 1 m de longitud y 1.5 cm de diámetro. Las barras interiores se apoyan simplemente a tope para transmitir la fuerza vertical descendente, con la que se hinca la punta cónica mediante un mecanismo hidráulico.

2.1 Cono mecánico

La punta del cono puede ser de dos tipos: a) la Delft, que únicamente permite determinar la resistencia de punta, y b) la Begemann que sirve para determinar las resistencias de punta y fricción (refs 1 y 2); ambos tipos se

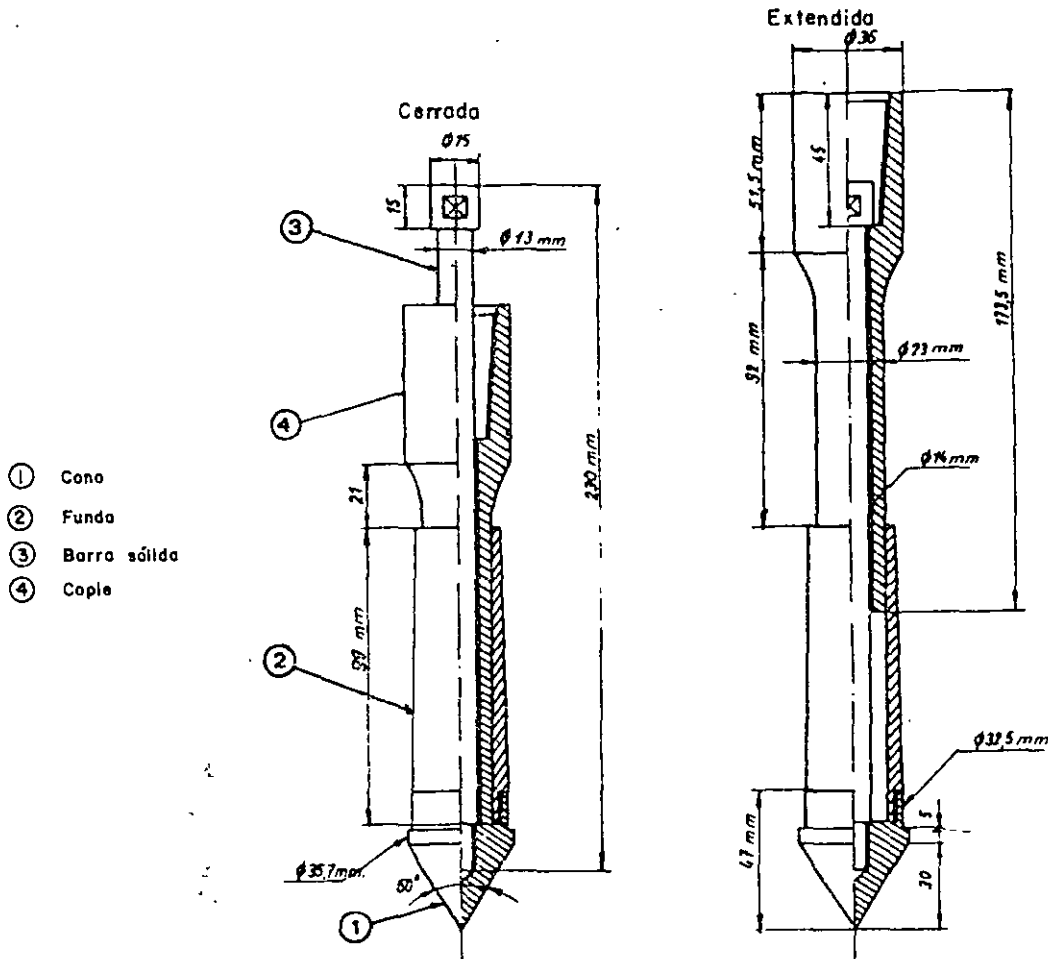


FIG 1 PUNTA DELFT

escriben brevemente a continuación.

1) *Punta Delft*. En la fig 1 se muestra esta punta, que consta del cono (1) de 3.6 cm de diámetro (10.0 cm^2 de área), montado en el extremo inferior de una funda deslizante (2) de 9.9 cm de longitud, cuya forma cónica lo hace poco sensible a la fricción del suelo confinante; el cono penetra gracias a la fuerza axial que le transmite el vástago (3), roscado al cono y protegido por el cople conector (4).

2) *Punta Begemann*. Diseñada para medir la resistencia de punta y fricción (fig 2). Consiste del cono (1) de 3.57 cm de diámetro (10.0 cm^2 de área), montado en una pieza cilíndrica deslizante (2) de 11.1 cm de longitud y 3.25 cm de diámetro, que su forma la hace poco sensible a la fricción con el suelo confinante; más atrás va la funda de fricción (3), de 13.3 cm de longitud y 3.6 cm de diámetro (150.4 cm^2 de área), esta funda también es una pieza deslizante. El vástago (4) está enroscado al cono y tiene una ampliación para jalar a la funda de fricción; finalmente, el cople conector (5).

2.2 Mecanismo de carga axial

En la fig 3 se muestran dos mecanismos de carga, uno mecánico y otro hidráulico con capacidades de 250 a 10 000 kg, respectivamente; sus elementos principales son: 1) el sistema de carga axial de 1 m de carrera, igual que la longitud de las barras, genera la carga mediante engranes y cremallera o una bomba hidráulica, 2) la pieza de cerrojo, que puede aplicar carga selectivamente a la columna de barras centrales, a las barras huecas o simultáneamente a ambas, 3) los manómetros de alta y baja presión, que determinan la presión de la celda hidráulica hermética en la que se apoya el dispositivo de cerrojo, 4) el sistema de anclaje, resuelto mediante cuatro barras helicoidales, que se hincan en el suelo a rotación.

3. OPERACION DEL EQUIPO

3.1 Punta Delft

El procedimiento convencional de operación del cono Delft consiste en obtener lecturas cada 20 cm; para ello se hinca el cono un máximo de 7 cm; por medio de las barras centrales,

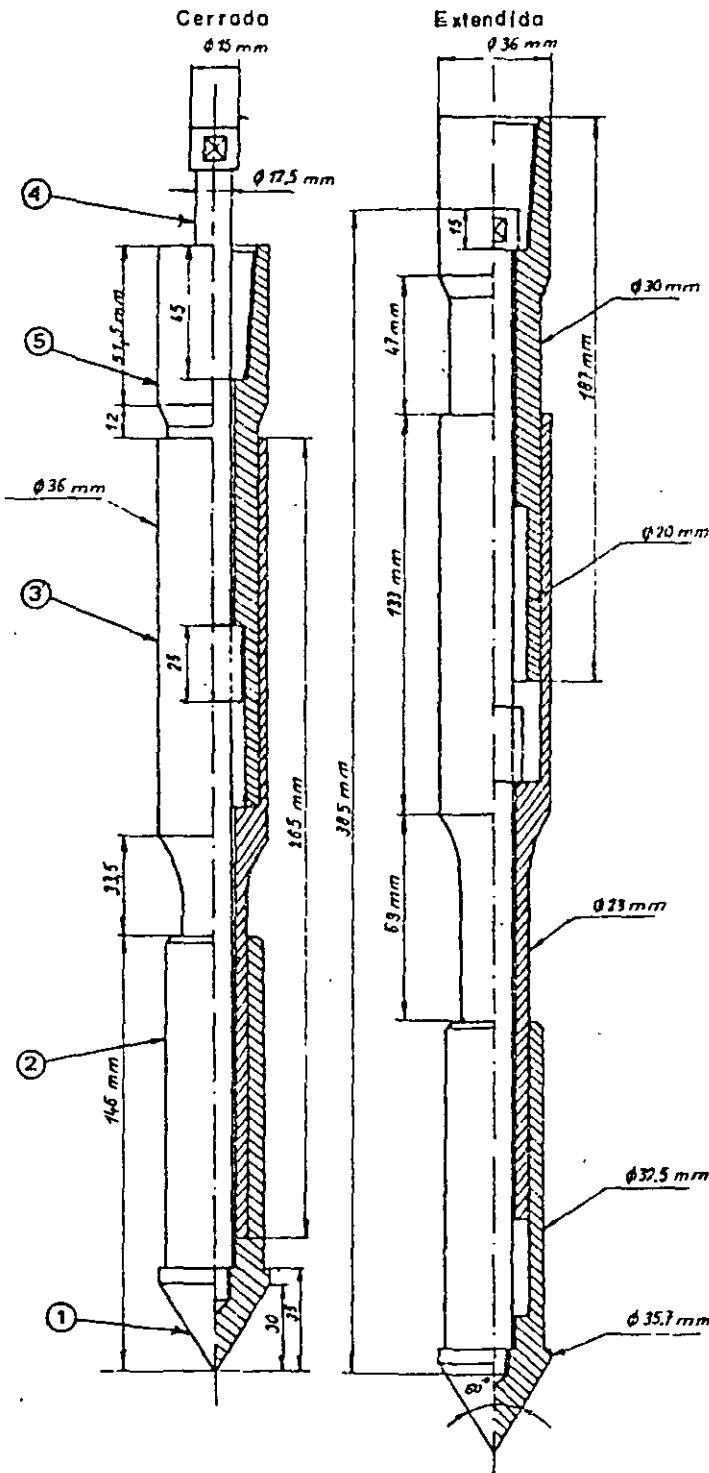


FIG 2 PUNTA BEGEMANN

observando en los manómetros la presión desarrollada durante el hincado; la condición final del cono (extendido) se muestra en la fig 1. A continuación se hincan la columna de barras exteriores 20 cm; en los primeros ocho, el cono debe recuperar la condición inicial (cerrada) y en los 13 cm restantes, el cono, las barras centrales y las exteriores penetran

juntos, completándose de esta manera un ciclo de medición.

3.2 Punta Begemann

El procedimiento convencional se realiza con mediciones de la resistencia del suelo cada 20 cm, determinando primero la fuerza de punta (Q_c) para hincar el cono de las barras centrales un incremento de 3.5 cm; concluido ese movimiento, la ampliación del vástago hace contacto con la funda de fricción, así al continuar empujando la barra central otros 3.5 cm se hincan el cono y simultáneamente se arrastra la funda, registrando los manómetros la presión debida a las fuerzas de punta y fricción ($Q_c + F_s$). La condición extendida del cono se muestra en la fig 2; a continuación se hincan las barras exteriores 20 cm; con ello se cierra el mecanismo los 7 cm que se abrió, y la punta llega a la siguiente posición donde se iniciará otro ciclo de medición.

4. RESULTADOS OBTENIDOS

Los resultados que se obtienen son similares a los descritos para el cono eléctrico, aunque la falta de sensibilidad y precisión de los manómetros afecta a las mediciones. En la fig 4 se muestran dos sondeos, uno con cono mecánico y otro eléctrico; se advierte en el mecánico, que muchos tramos aparecen verticales, como de igual resistencia, dando una falsa impresión de estratificación, que no ocurre en el sondeo con cono eléctrico. En la zona de menor resistencia el cono mecánico determina resistencias de la mitad del cono eléctrico; este es un error debido a que no se puede controlar el peso de las barras centrales, que por estar simplemente apoyadas permanentemente gravitan sobre el cono, haciendo poco confiable a este tipo de cono cuando se sondean suelos blandos.

5. INTERPRETACION DE RESULTADOS

5.1 Determinación de las resistencias

Con las presiones medidas en los manómetros y conociendo el área de la celda hidráulica, se pueden determinar la fuerza mecánica para hincar el cono y para el cono y funda simultáneamente; a continuación se aplican las siguientes expresiones:

$$q_c = \frac{Q_c}{A_c} \quad (1)$$

donde

Q_c fuerza necesaria para hincar el cono, kg

A_c área transversal del cono, 10 cm²

q_c resistencia de punta, kg/cm²

$$f_s = \frac{F_s}{A_f} \quad (2)$$

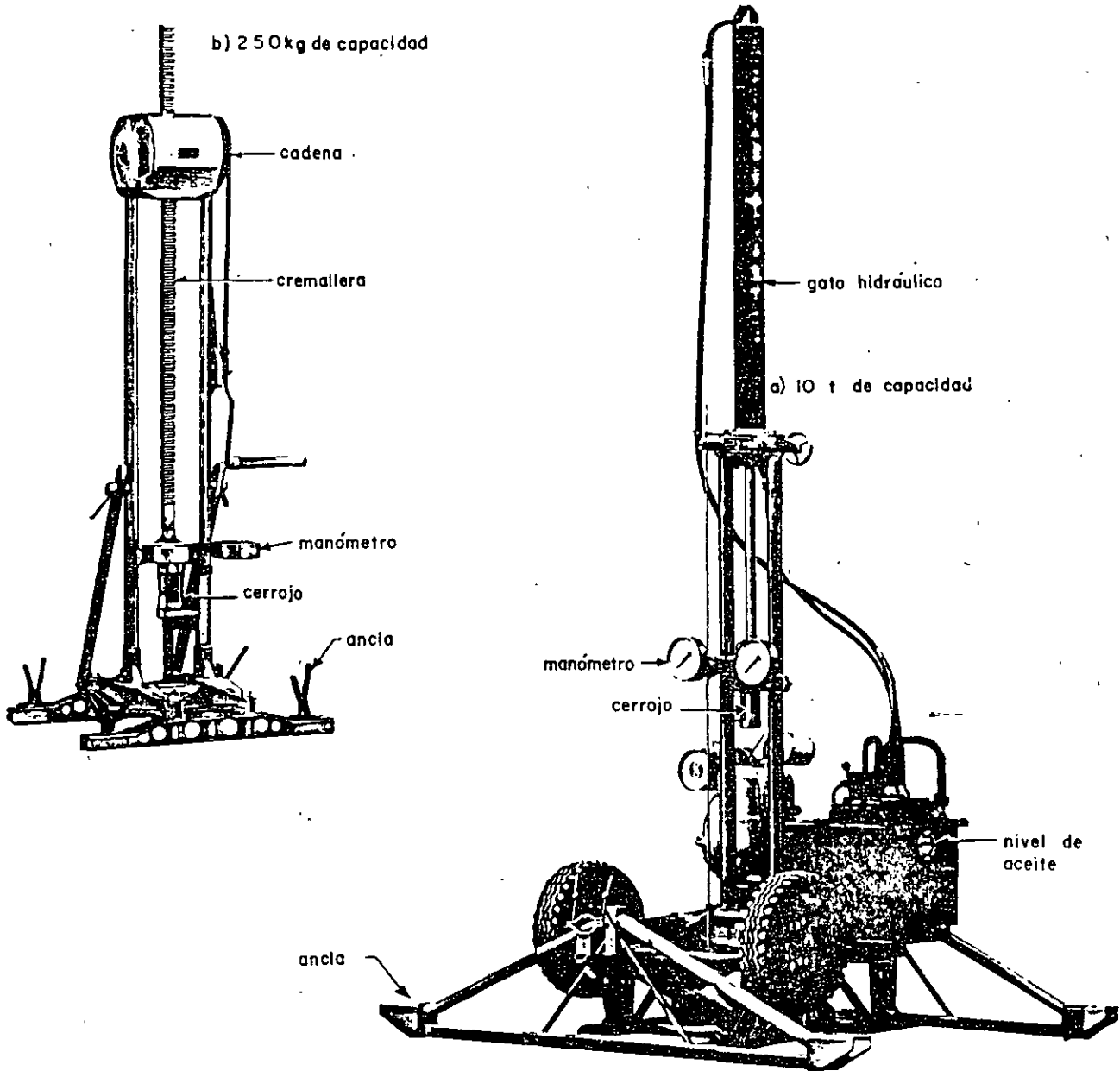


FIG 3 MECANISMO DE CARGA AXIAL

donde

$$F_c = R_t - Q_c \quad (3)$$

siendo

- R_t fuerza necesaria para hincar el cono y la funda, en kg
- F_s fricción lateral local en la funda deslizante, en kg
- A_f área lateral de la funda, 150 cm²

5.2 Correlaciones con los parámetros de resistencia

En el inciso 3.4.2 relativo al cono eléctrico se describen las correlaciones que se han logrado establecer para los suelos de la zona del lago; desafortunadamente, en la literatura técnica (refs 1 y 2) se reconoce que las diferencias en la forma de los conos eléctrico y mecánico afecta estas correlaciones. En conclusión, para adoptar el cono mecánico en los suelos de la Ciudad de México, se requiere obtener los factores de correlación con las pruebas de laboratorio convencionales.

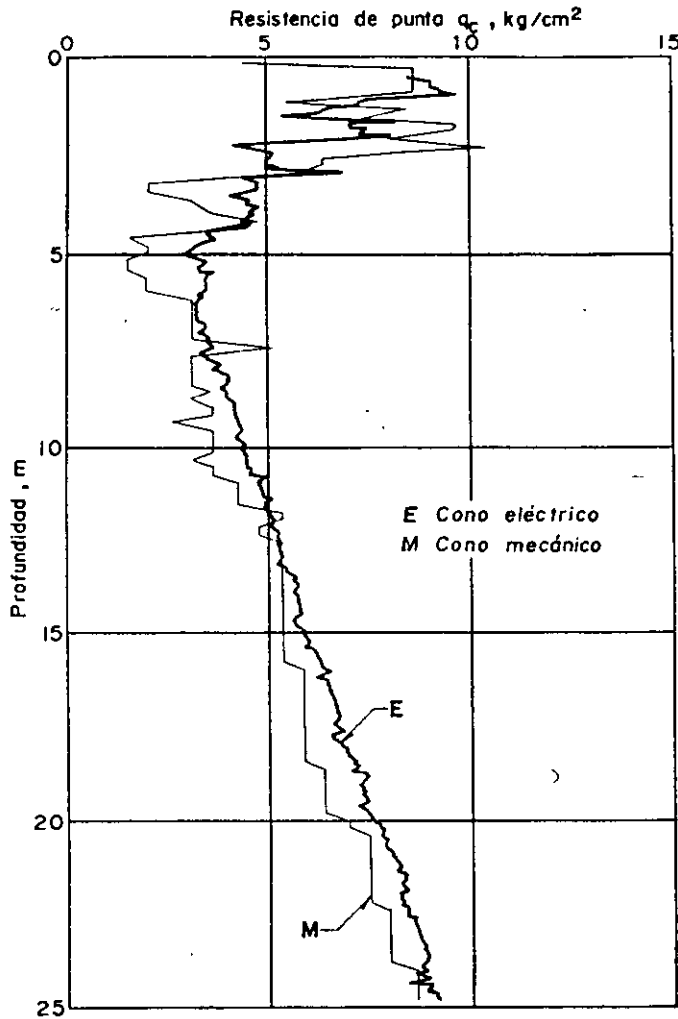


FIG 4 GRAFICA RESISTENCIA DE PUNTA-PROFUNDIDAD CON CONO MECANICO EN SUELOS BLANDOS

6. COMENTARIOS

La principal ventaja del cono mecánico sobre el eléctrico es su simplicidad, que permite fácilmente mantenerlo y repararlo; en cambio, el mantenimiento del cono eléctrico requiere personal y equipo especializado.

Las desventajas del cono mecánico son: a) se desconoce la magnitud de la fricción que se desarrolla entre las barras interiores y exteriores; esto puede ser particularmente significativo en los suelos blandos, y b) la deformación elástica y pandeo de las barras interiores dificulta el control de la penetración de suelos duros.

La resistencia de punta de suelos blandos se tiende a subvalorar cuando se utiliza el cono mecánico, como se muestra en la fig 4.

7. REFERENCIAS

1. Sanglerat, G, "Penetrometer and soil exploration", Elsevier Scientific Publishing Co., Nueva York (1972)
2. Schmertmann, J H, "Guidelines for cone penetration. Test, performance and design", informe FHWA-TS-78-209, Department of Transport, EUA (1978)

3.4.4. Penetración estándar

1. OBJETIVOS

La prueba de penetración estándar (SPT por sus siglas en inglés) permite estimar la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, mediante el número de golpes necesario para hincar el penetrómetro estándar, y obtener muestras alteradas para identificar los suelos del sitio. Con estas pruebas se pueden conocer las condiciones estratigráficas del sitio, aprovechando las muestras alteradas para determinar las propiedades índice: usualmente el contenido natural de agua y los límites de consistencia, y estimando la resistencia al corte, mediante correlaciones empíricas con el número de golpes.

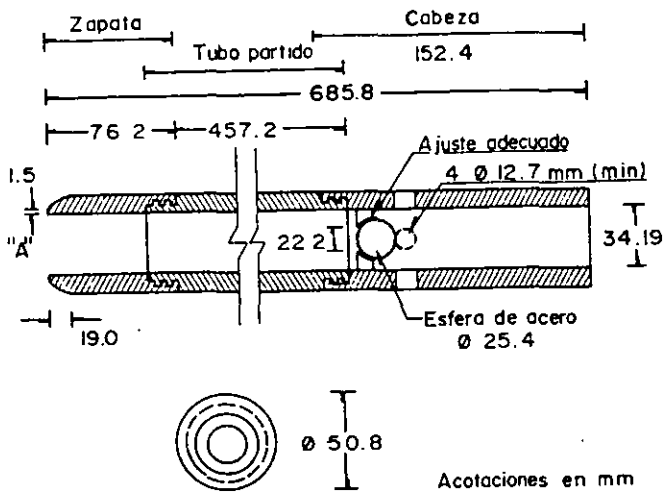
Esta técnica de exploración es útil en suelos

granulares, en los que el muestreo inalterado es casi imposible; en suelos cohesivos blandos, como los de la Ciudad de México no es recomendable, porque las correlaciones con el número de golpes son poco confiables.

2. EQUIPO

2.1 Penetrómetro estándar

Es un tubo de acero con un extremo afilado, cuyas dimensiones se muestran en la fig 1 (ref 1); el tubo debe estar cortado longitudinalmente para facilitar la observación de la muestra. La válvula en la cabeza del muestreador permite la salida de azolve y evita que la muestra se salga fácilmente del tubo; una válvula que se introduce desde la super-



NOTAS:

- El tubo partido puede ser de 38.1 mm de diámetro interior para introducir un forro de 1.5 mm de espesor
- Se permite el uso de trampas de paso (canastillas)
- Las aristas en "A" deben estar ligeramente redondeadas

FIG 1 PENETROMETRO ESTANDAR

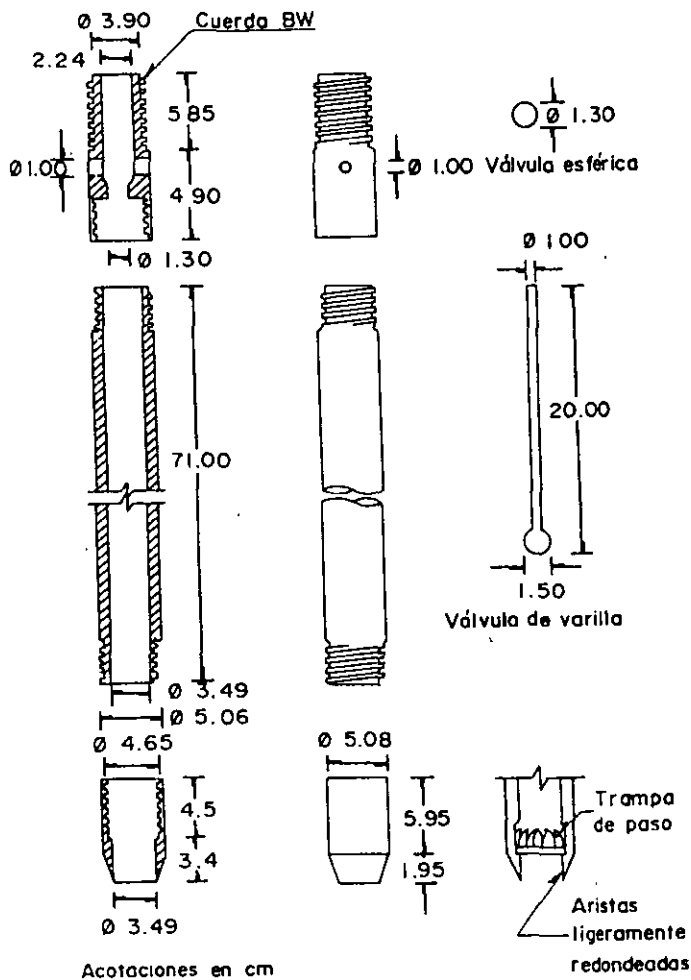


FIG 2 PENETROMETRO ESTANDAR

ficie, una vez hincado el muestreador, se presenta en la fig 2. Este segundo tipo de válvula permite utilizar el penetrómetro como herramienta de lavado para eliminar los azolves, lográndose así un muestreo más limpio. Otra alternativa es un tubo cerrado con funda de polietileno, aunque es poco aconsejable, porque no puede observarse la muestra en el campo.

2.2 Equipo auxiliar

- Columna de barras.** El penetrómetro se coloca en el extremo inferior de una columna de barras de acero de perforación, de diámetro AW o BW. Ambos tipos son equivalentes porque tienen un peso semejante (ver tabla 1); sin embargo, son preferibles las BW porque sufren menos pandeo al someterlas a los impactos.
- Martinete golpeador.** El penetrómetro se hince con los impactos del martinete de 64 kg y 75 cm de caída (trabajo = 4800 kg-cm); en la fig 3 se muestran el martinete y la cabeza de golpeo en el arreglo más convencional. Se ha extendido el uso de los llamados martinetes de seguridad (fig 4), que controlan con mayor precisión la altura de caída (ref 2).

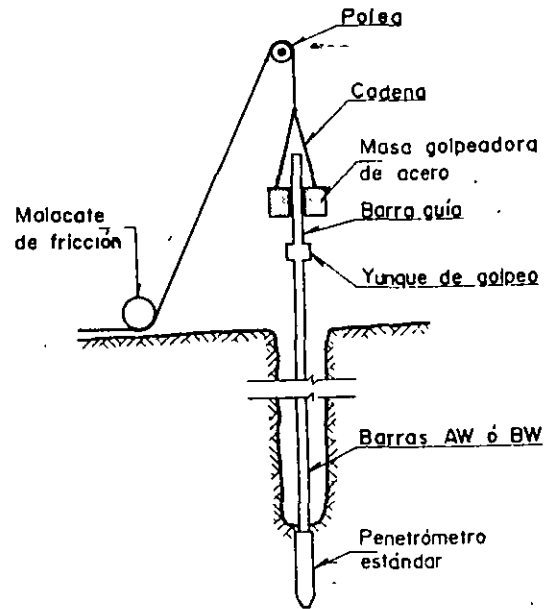


FIG 3 PRUEBA DE PENETRACION ESTANDAR

- Cabeza de gato.** Es un malacate de fricción que levanta el martinete a la altura de caída con un cable de manila de 3/4 pulg.; para sostener el cable, se requiere un tripié o una torre equipados con una polea.

3. OPERACION DEL EQUIPO

La prueba de penetración estándar consiste en hincar el penetrómetro 45 cm con la masa de

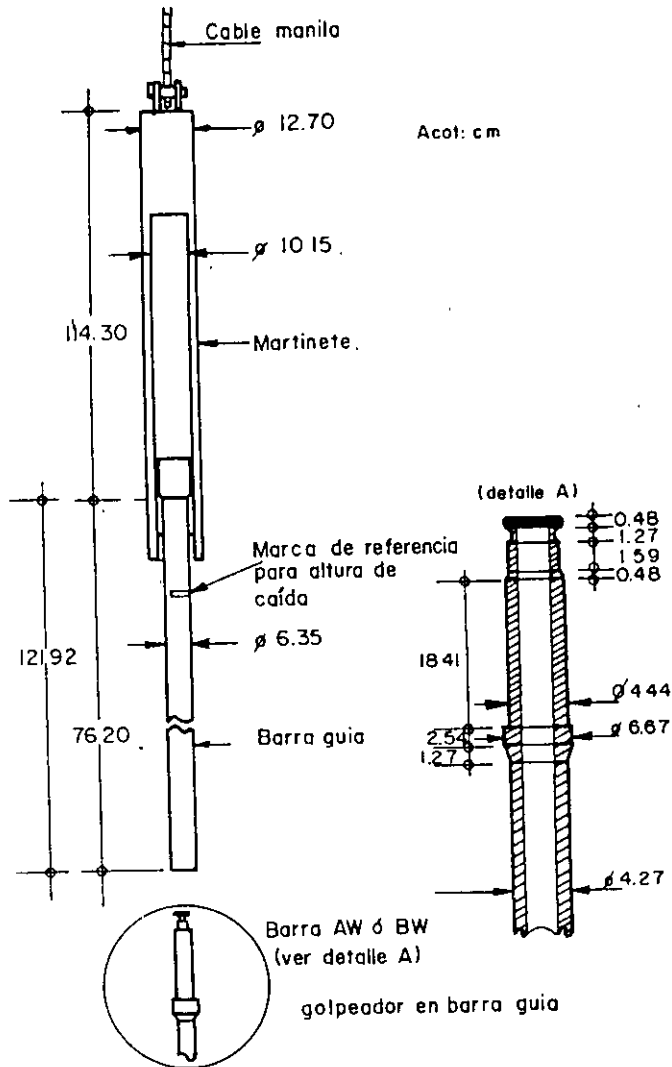


FIG 4 MARTINETE DE SEGURIDAD

64 kg, dejada caer desde 75 cm de altura; durante el hincado se cuenta el número de golpes que corresponden a cada uno de los tres avances de 15 cm. La resistencia a la penetración estándar se define como el número de golpes, N , para penetrar los últimos 30 cm (de 15 a 45 cm); los golpes en los primeros 15 cm se desprecian, porque se consideran no representativos por la alteración inducida a causa de la perforación.

En caso de que el número de golpes llegue a cincuenta y el muestreador ya no penetre se suspenderá la prueba. Un procedimiento alterno usual consiste en hincar el penetrómetro 15 cm adicionales (60 cm en total); desde luego, el número de golpes, N , se obtiene como ya se describió, por lo que la única ventaja de este procedimiento es que se muestrea un tramo ligeramente mayor; lo cual permite detallar más confiablemente la estratigrafía del sitio.

En la operación del martinete debe vigilarse que su altura de caída sea constante y que el cable de manila tenga un máximo de dos vueltas en la cabeza de gato, para lograr el efecto de caída libre sin fricción.

Una vez terminada una prueba se procede a perforar el tramo muestreado, hasta alcanzar la profundidad a la que se realizará la siguiente prueba; el diámetro de perforación más recomendable es 10 cm, en cuanto a la selección de la técnica de perforación más adecuada deberán seguirse las recomendaciones del inciso 3.5.

Las muestras deben conservarse en frascos o en bolsas herméticas que mantengan constante el contenido de agua; los envases se colocarán en un lugar fresco, protegido de los rayos del sol.

La información de campo debe recopilarse en un registro como el de la fig 5; si se decide hincar el penetrómetro 60 cm, deberá agregarse otra columna al registro; las notas aclaratorias tendrán que ser claras y breves.

4. RESULTADOS

- Muestras alteradas.** Las muestras rescatadas con el penetrómetro estándar siempre sufren distorsiones geométricas que alteran el acomodo estructural de sus partículas; por ello, sólo pueden servir para identificar los suelos y para las pruebas índice que no requieran especímenes inalterado.
- Perfil estratigráfico.** La clasificación de campo de los suelos muestreados permite elaborar la primera versión del perfil estratigráfico del sitio, que posteriormente se precisará y corregirá en el laboratorio.
- Resistencia a la penetración.** Cada una de las pruebas de penetración se representa gráficamente mediante puntos (valores de N), que unidos por líneas definen la variación de la resistencia a la penetración estándar con la profundidad.
- Resultados típicos.** La fig 6 ilustra un caso típico de sondeo que corresponde a la zona del lago; como en todos los sondeos que se realizan en esa área de la Ciudad, el número de golpes en su mayoría resulta cero (el muestreador penetra por su propio peso), mostrando la insensibilidad de la prueba de penetración estándar como técnica de medición de la resistencia al corte en estos suelos blandos. La fig 7 corresponde a un suelo en la zona de transición en la que predominan los suelos no saturados; en otro sondeo vecino se observó que el estrato arenoso localizado entre 13.2 y 14.0 m de profundidad es un acuífero sin artesianismo; la parte inferior de ese estrato está impermeabilizada en limos y arcillas de alta plasticidad; su parte, las tobas que aparecen a 17 m se encuentran con muy bajo contenido

REGISTRO DE CAMPO OBRA:	SONDEO	M-14	NIV FREÁTICO	HOJA
	LOCALIZACION	X:	MAQUINA	FECHA
	Y:	Z:	A	27 Jun 87
			OPERADOR	SUPERVISION
			E López	Ing. Cuatrecasas

Prof m	Clasificación de Campo	Mues- tra No	N (SPT)			Muestreo		Ademe Prof.	Hora
			1 15 cm	2 15 cm	3 15 cm	Pre- sión	Rec		
	CL Café	F-1	10	15	25	-	-	-	8:30
	CL Café con arena	F-2	10	20	30/A	-	-	-	9:00
	CH Arcosa gris	TS-1	-	-	-	-	20/30	-	10:00 (1)
	CH " "	F-3	10	35	35	-	-	-	10:30
	CH " "	TR-2	-	-	-	-	20/30	-	11:10 (2)
	SW fina gris	F-4	5	10	15	-	-	-	11:50 (3)
	"	F-5	5	20	30	-	-	-	12:10
	"	F-6	5	25	35	-	-	-	12:40 (4)
	CL Café	F-7	5	10	20	-	-	-	13:00
	CL Café	TR-3	-	-	-	-	20/30	-	13:20
		TR-9	-	-	-	-	-	-	13:30 (5)
		F-8	-	-	-	-	-	-	

DATOS
FICTICIOS

NOTAS	1) La CH empezó a los 4.5 m
	2) La parte inferior del TR-2 es SW
	3) La SW empieza a 12.0 m, se perdió el agua de perforación
	4) Se tiene azdote y se decidió poner ademe
	5) Se perdió la muestra, probablemente era arena

FIG 5 REGISTRO DE CAMPO

de agua. La influencia del humedecimiento que generó el lodo de perforación en los valores de la resistencia a la penetración y contenido natural de agua, así como el efecto del chiflón de la broca de perforación, pueden advertirse en las incongruencias de la fig 7; por ejemplo, en los tres estratos con material granular (3.6 a 4.8, 9.5 a 11.5 y 13.3 a 14.0 m), la resistencia deducida de las pruebas de penetración estándar resultaría muy baja y aun menor que la de los estratos arcillosos vecinos. En la fig 8 se presenta un buen ejemplo de congruencia de la prueba de penetración estándar, SPT, con las condiciones estratigráficas del sitio como consecuencia de que el nivel freático es superficial.

5. INTERPRETACION DE RESULTADOS

La interpretación de la prueba de penetración estándar se hace siempre a partir de relaciones empíricas; es conveniente aclarar que ninguna de ellas ha sido comprobada para los suelos de la Ciudad de México y que para los suelos más blandos del lago, en los que el penetrometro se hince únicamente por el peso de las barras y martillo, no podrá establecerse ninguna correlación confiable debido a la falta de sensibilidad de esta prueba ante la baja resistencia al corte de la arcilla ($N = 0$).

Por lo anterior, las correlaciones que se describen a continuación deben aplicarse con las debidas reservas, ya que se desconoce su orden de precisión y tampoco se sabe la tenden-

PROF m	ESTRATIGRAFIA DEL SUELO		MUESTRA		RESISTENCIA A LA PENETRACION ESTANDAR N	CONTENIDO NATURAL DE AC W, %
	DESCRIPCION	PERFIL	No.	REC %		
0	Relleno:					
NF	Limo gris arenoso, grumoso, con poca arena fina Arena pumítica fina y media		1	S		
	Limo gris verdoso oscuro, con vetas de arena fina con fósiles		2	S		
	Limo gris verdoso oscuro, con vetas de arena fina con fósiles		3	S		
5	Arcilla gris oscuro, algo grumosa		4	S		
	Arcilla ocre		5	S		
	Arcilla café grisácea, con veta arenoso		6	S		
	Arcilla ocre, con fósiles, fisurada		7	S		
	Arcilla gris verdoso, con fósiles		8	R		
	Arcilla en varios tonos de café, con vidrio volcánico		9	S		
	Arcilla en varios tonos de café, con vidrio volcánico		10	S		
10	Arcilla rojiza y café rojizo con manchas cafés, con fósiles		11	S		
	Arcillas alternadas gris verdoso, café, gris y café grisáceo		12	S		
	Limo arcilloso gris oscuro, grumoso y quebradizo		13	S		
	Arcilla gris oscura con algunos lentes café grisáceo, con fósiles y algunas fisuras		14	S		
	Arcilla gris oscura con algunos lentes café grisáceo, con fósiles y algunas fisuras		15	R		
	Arcilla gris oscura con algunos lentes café grisáceo, con fósiles y algunas fisuras		16	R		
	Arcilla gris oscura con algunos lentes café grisáceo, con fósiles y algunas fisuras		17	S		
15	Arcilla gris verdoso		18	S		
	Arcilla gris verdoso		19	S		
	Arcilla gris verdoso		20	S		
	Arcilla café grisácea, con lentes de vidrio volcánico y pocos fósiles		21	S		
	Arcilla café grisácea, con lentes de vidrio volcánico y pocos fósiles		22	S		
	Arcilla gris verdoso oscuro con manchas grises y cafés		23	R		
20	Arcilla gris verdoso oscuro con manchas grises y cafés		24	S		

R=Tubo dentado

S=Tubo shelby

= Recuperación

FIG 6 SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR (ZONA DEL LAGO)

cia del signo de cada correlación; por ejemplo podría subestimarse sistemáticamente la resistencia.

- Correlación de N en suelos cohesivos.* El número de golpes, N, de la prueba de penetración estándar, SPT, puede interpretarse con la ayuda de la tabla 2 (ref 3) o de la fig 9 (ref 4); con alguno de estos auxilios se deduce el valor de la resistencia a la compresión simple (q_u) y el correspondiente a la resistencia al corte ($c = q_u/2$).
- Correlaciones de N en suelos granulares.* Usualmente se estima la compacidad relativa con ayuda de la tabla 3 (ref 3).

6. COMENTARIOS

La prueba de penetración estándar, SPT, es aplicable sólo en la etapa de exploración del subsuelo; la información que proporciona carece de la confiabilidad necesaria para definir con precisión los parámetros de resistencia de los suelos; por tanto no debe aplicarse

se para el diseño geotécnico definitivo.

En la zona del lago, el penetrómetro se utiliza únicamente para rescatar muestras alteradas de lentes y estratos duros; la información que proporciona de los suelos blandos en cuanto a propiedades de resistencia es muy limitada. En este tipo de suelos, el cono eléctrico es una técnica de exploración más eficiente y precisa (inciso 3.4.2).

En la zona de transición, la prueba SPT es muy útil como técnica de exploración, cuidando de que en las zonas con nivel freático profundo se perfore en seco, con herramientas helicoidales o con aire como fluido de perforación (inciso 3.5).

En la zona de lomas, la prueba SPT no es aplicable, ya que el muestreador sólo penetra unos centímetros y únicamente puede estimarse que la resistencia a la penetración es mayor de 50 golpes; en conclusión, no se logra definir ningún parámetro de resistencia.

TABLA 1. BARRAS DE PERFORACION

Barra	Diám ext, en cm	Diám int, en cm	Peso, en kg/m	Recomendable en sondeos:
AW*	4.44	3.09	6.53	Menores de 15 m
BW	5.40	4.45	6.22	Menores y mayores de 15 m

*Paredes paralelas

TABLA 2. CORRELACION ENTRE N, q_u Y CONSISTENCIA RELATIVA DE SUELO COHESIVO

Consistencia	Muy blanda	Blanda	Media	Dura	Muy dura	Durísima
N	< 2	2 - 4	4 - 8	8 - 15	15 - 30	> 30
q_u	< 0.25	0.25-0.50	0.50-1.0	1.0-2.0	2.0-4.0	> 4.0

N número de golpes en la prueba de penetración estándar

 q_u resistencia a la compresión simple, en kg/cm^2

TABLA 3. CORRELACION ENTRE COMPACIDAD RELATIVA DE ARENAS Y NUMERO DE GOLPES OBTENIDO EN PRUEBAS DE PENETRACION ESTANDAR

Número de golpes	Compacidad relativa
0 - 4	Muy suelta
4 - 10	Suelta
10 - 30	Media
30 - 50	Densa
> 50	Muy densa

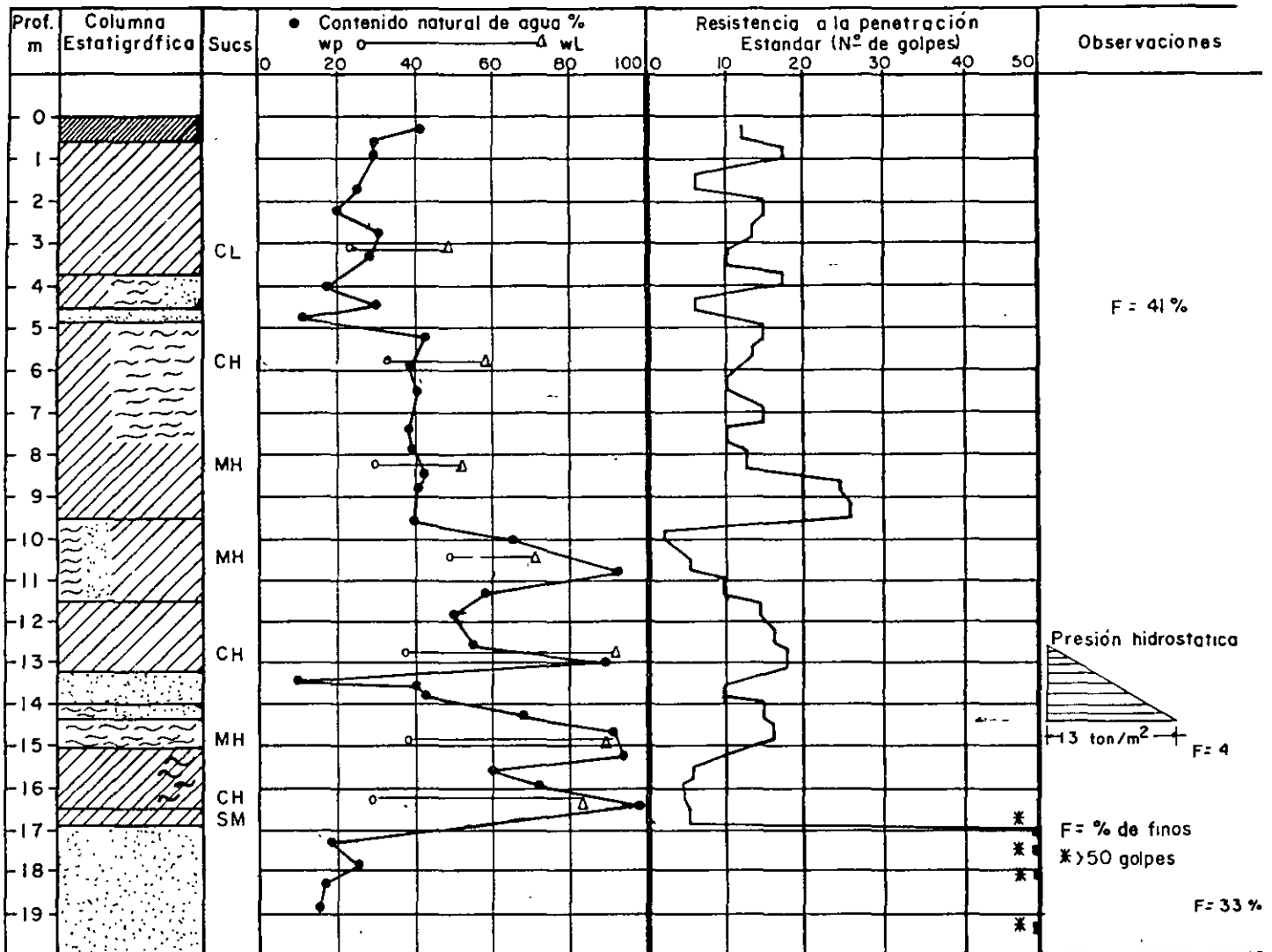


FIG 7 SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR (ZONA DE TRANSICION ABRUPTA)

7. REFERENCIAS

- ASTM Designation D 1585-67: "Standard method for penetration test and split-barrel sampling of soils", EUA
- Petróleos Mexicanos, "Exploración y muestreo de suelos para proyecto de cimentaciones", Norma 2.214.05, México, D.F. (1967)
- Terzaghi, K y Peck, B, "Soil mechanics in engineering practice", John Wiley and Sons, Nueva York (1967)
- Malcev, A, "Interpretation of standard spoon penetration testing", The economic use of soil testing in site investigations, Birmingham, Alabama (1968)

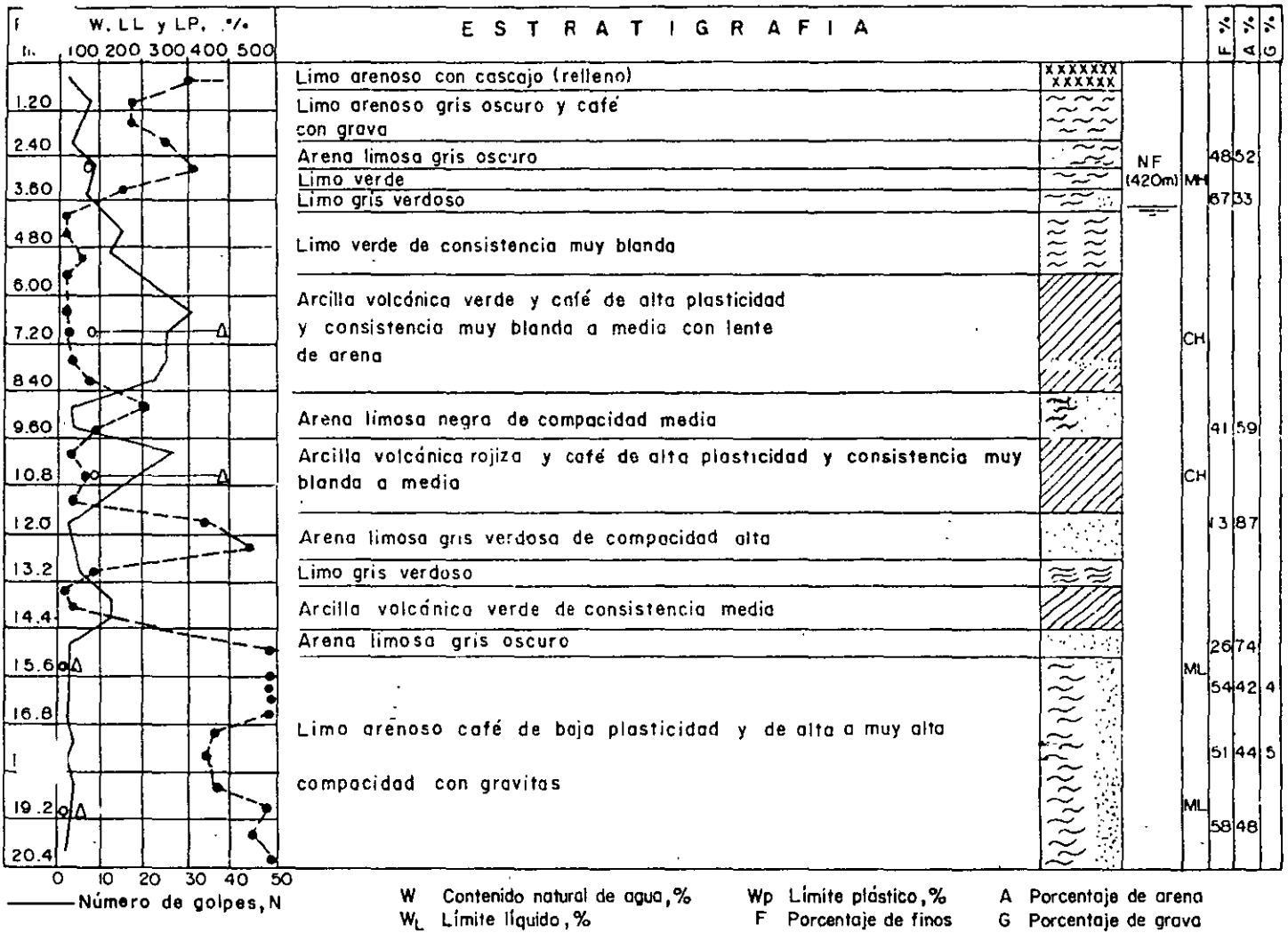


FIG 8 SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR (ZONA DE TRANSICION INTERESTRATIFICADA)

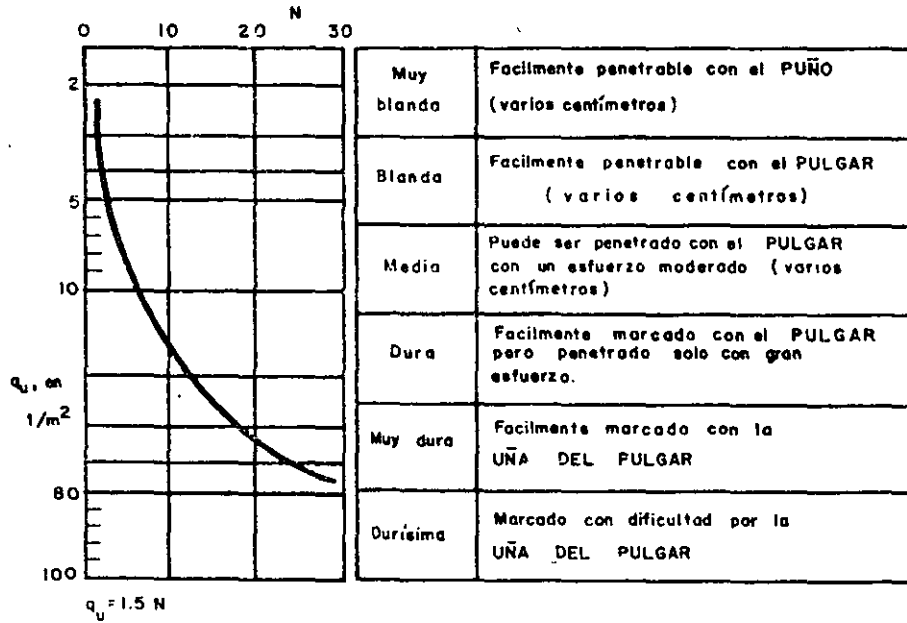


FIG 9 CORRELACION ENTRE N, q_u Y LA CONSISTENCIA RELATIVA

3.4.5. Tubo de pared delgada

1. OBJETIVO

El empleo de tubos abiertos de pared delgada (conocidos como tubos Shelby) permite obtener muestras del subsuelo relativamente inalteradas. Para fines prácticos, esta técnica debe aplicarse selectivamente para suministrar al laboratorio especímenes, en los cuales se determinen las características de resistencia y compresibilidad que se requieren para el diseño geotécnico de detalle.

2. DESCRIPCION DEL MUESTREADOR

Está constituido por un tubo de acero o latón, con el extremo inferior afilado y unido en la parte superior con la cabeza muestreadora, a su vez montada al final de la columna de barras de perforación, con las que se hincan al muestreador desde la superficie.

La fig 1. presenta los dos tipos de unión tubo-cabeza usuales: el primero con tres tornillos opresores allen y el segundo con cuerda repujada, que ha probado ser más confiable que el primero, aún operando en suelos duros (ref 1). La cabeza tiene perforaciones laterales y una válvula esférica de pie que abre durante la etapa de hincado, para permitir el alivio de la presión del interior del tubo. Posteriormente se cierra para proteger la muestra de las presiones hidrodinámicas que se generan durante la extracción del muestreador.

La fig 2 corresponde a un muestreador con válvula deslizante, en la que se sustituye la válvula esférica de los muestreadores anteriores por un mecanismo. El cople de unión a la columna de barras de perforación tiene un tramo cuadrado al que se enrosca una barra circular que termina en una ampliación con un aro sello; en dicha barra desliza la pieza a la que se fija el tubo muestreador y que tiene perforaciones para la extracción del fluido de perforación del interior del tubo.

La observación cuidadosa de muestras obtenidas con tubos de pared delgada de condiciones geométricas diferentes, mediante la técnica de secado de láminas de suelo, permitió a

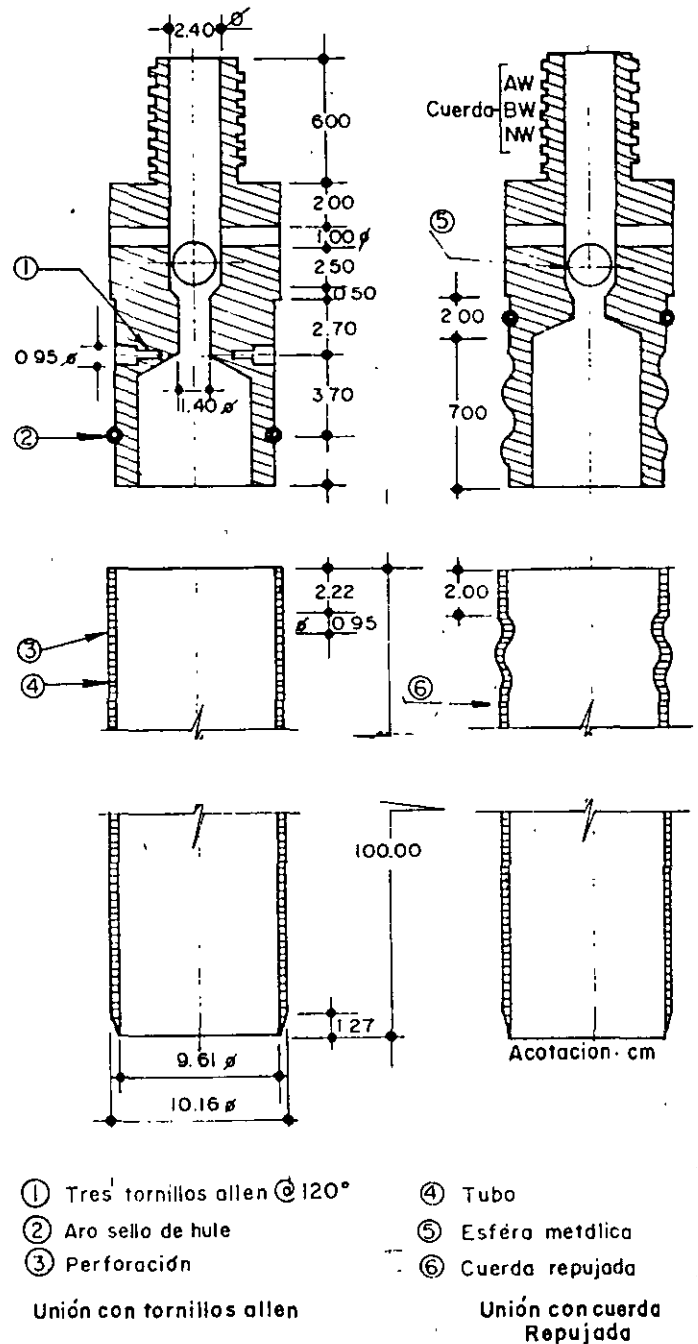


FIG 1 MUESTREADOR DE PARED DELGADA CON VALVULA ESFERICA DE PIE

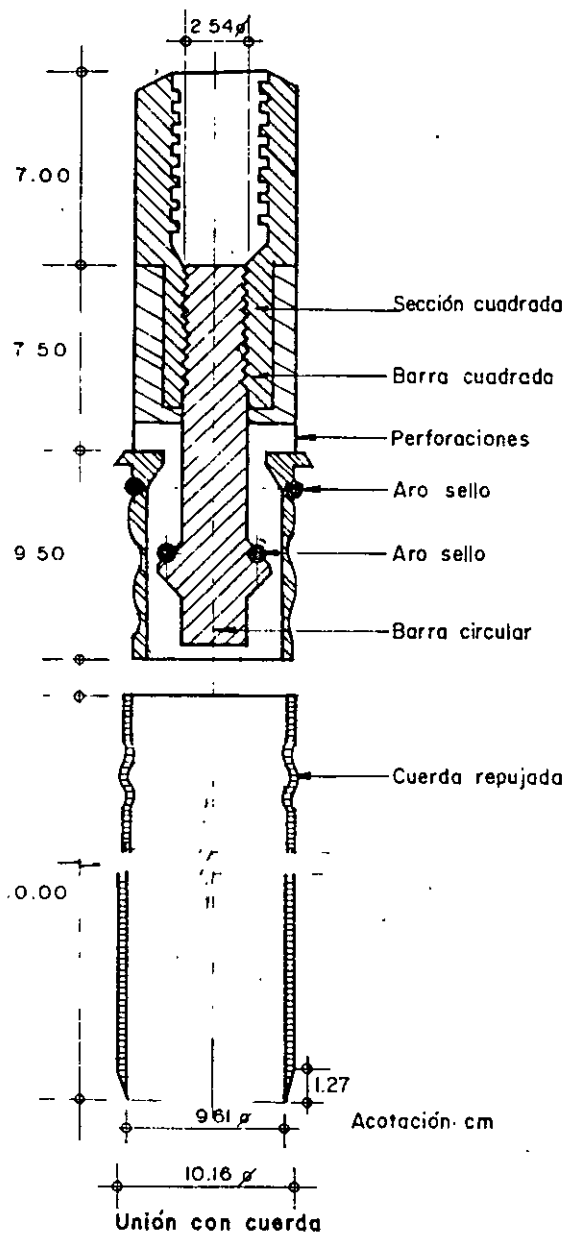


FIG 2 MUESTREADOR DE PARED DELGADA CON VALVULA DESLIZANTE

Hvorslev (ref 2) fundamentar las relaciones de áreas y diámetros que deben satisfacer estos muestradores para asegurar un buen funcionamiento, las cuales se resumen en la fig 3.

En la fig 4 se anotan las dimensiones que necesariamente deben satisfacer estos muestradores para los diámetros usuales de 7.5 y 10 cm, de los que únicamente deben usarse los de 10 cm, sobre todo cuando se hagan pruebas de consolidación que requieran especímenes de 10 cm de diámetro.

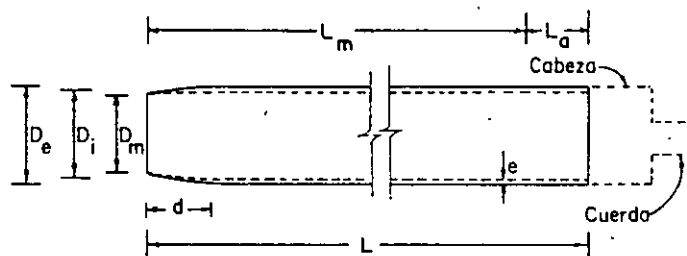
Este procedimiento de afilado del tubo necesita ser lo suficientemente preciso para que se obtengan tubos con las dimensiones especificadas (fig 4). En la ref 2, Hvorslev des-



Relación de áreas	$\frac{D_e^2 - D_m^2}{D_m^2} \times 100 < 10\%$
Relación de diámetros	$0.7\% < \frac{D_i - D_m}{D_m} \times 100 < 1.5\%$

D_e Diámetro exterior
D_i Diámetro interior
D_m Diámetro de la muestra

FIG 3 RELACIONES DE AREAS Y DIAMETROS (Ref 2)



Diámetro nominal (cm)	D _e en cm	D _i en cm	D _m en cm	e en cm	d en cm	L en cm	L _m en cm	Cuerda de unión
7.5	7.62	7.22	7.11 7.17	0.20	1.27	75	60	AW y BW
10.0	10.16	9.76	9.61 9.69	0.20	1.20	90	75	BW y NW

D_e Diámetro exterior
D_i Diámetro interior
D_m Diámetro de muestra
e Espesor
d Longitud aguzada
L Longitud de tubo
L_m Longitud de muestreo recomendable
L_a Espacio para azolves (L_a = L - L_m)

FIG 4 DIMENSIONES DE LOS TUBOS DE PARED DELGADA

cribe dos métodos para esta operación: el más sencillo consiste en afilar primero el tubo en un torno y después con un bloque de moldeo darle la forma de la fig 3.

Otro cuidado que se debe tener con este muestrador es el de pintarlo interiormente para reducir la corrosión de la lámina que induce cambios fisicoquímicos en el suelo muestreado.

Una alternativa para eliminar la corrosión y reducir además la fricción tubo-suelo al extraer las muestras, es recurrir a tubos de aluminio o de plástico PVC: la solución más factible es un muestrador de acero con camisa interior de aluminio o plástico y zapata de acero en su extremo de ataque.

3. OPERACION DEL EQUIPO

Las muestras de suelos blandos que se obtienen con tubos Shelby, utilizando técnicas de perforación a rotación o por lavado, frecuentemente resultan fisuradas, observándose fácilmente por la bentonita o azolve que penetra en ellas (inciso 3.5). Las muestras fisuradas no son útiles para obtener confiablemente las propiedades mecánicas de esos suelos.

Para reducir la influencia que induce la técnica de perforación, se requiere el empleo de la *posteadora-rimadora* (inciso 3.5), combinando su aplicación con la broca de aletas, descrita en el mismo inciso, de acuerdo con la siguiente secuencia: a) perforar con la broca de aletas hasta llegar 1.0 m arriba de la profundidad de muestreo, b) perforar con la *posteadora-rimadora* el tramo faltante de 1.0 m, y c) muestrear con el tubo de pared delgada.

El muestreador Shelby se debe hincar con velocidad constante entre 15 y 30 cm/s una longitud de 75 cm; ésto es, queda sin muestra una longitud mínima de 15 cm, donde se alojan los azolves que pudieran haber quedado dentro del pozo. Después del hincado se deja el muestreador en reposo durante tres minutos, para que la muestra se expanda en el interior y aumente su adherencia contra las paredes; en seguida se corta la base del espécimen girando dos vueltas el muestreador, se saca al exterior y se limpian sus extremos y se identifica el tubo.

4. COMENTARIOS

Estudios recientes señalan que para lograr un muestreo inalterado de calidad en suelos blan-

dos cohesivos debe recurrirse al uso de tubos de pared delgada con pistón fijo (ref 4). Sin embargo, en la Ciudad de México se ha establecido rutinas de trabajo en campo, entre las cuales se cuenta el muestreo inalterado con tubos Shelby y los procedimientos de perforación a rotación y por lavado; esto provoca que el muestreo inalterado sea generalmente de baja calidad y lleve a subestimar las propiedades del subsuelo, resultando un sobrediseño geotécnico. Actualmente es preciso modificar al menos las técnicas de perforación (inciso 3.5), de manera que la alteración al subsuelo sea la mínima posible, y provisionalmente seguir empleando el muestreo con tubos Shelby, admitiendo que se extraen muestras ligeramente alteradas; mientras se desarrolla una mejor técnica de muestreo.

El control y protección de las muestras se presentan en el anexo 1.

5. REFERENCIAS

1. Petróleos Mexicanos, PEMEX, "Exploración y muestreo de suelos para proyecto de cimentaciones", Norma PEMEX 2.214.05, México, D.F. (1976)
2. Hvorslev, M, "Subsurface exploration and sampling of soil for civil engineering purposes", ASCE (1949)
3. ASTM Designation D 1587-74: "Thin-walled tube sampling of soils" (1977)
4. ISSMFE, "The international manual for sampling of soft cohesive soils" (second draft), (1978)

3.4.6. Tubo dentado

1. OBJETIVO

Esta herramienta permite obtener muestras de arcillas duras y limos compactos o cementados con un mínimo de alteración; en estos materiales presenta claras ventajas de operatividad y costo sobre muestreadores de barril doble.

2. DESCRIPCION DEL MUESTREADOR

Lo constituye un tubo de acero, unido en su extremo superior con la cabeza muestreadora que, a su vez, va montada al final de la columna de barras de perforación con las que se hinca y se da rotación al muestreador desde la superficie; la parte inferior del tubo tiene ocho dientes de corte dispuestos simétricamente (fig 1), que miden de 0.8 a 1 cm de altura y 3 cm de base. La sierra se forma con alternaciones de un diente recto y

otro doblado 0.2 cm hacia el exterior, con objeto de reducir la fricción entre el muestreador y el suelo. El diámetro del tubo debe ser de 10 cm y su longitud de 100 cm.

En la fig 2 se presenta este muestreador con los dos tipos de unión tubo-cabeza usuales; el primero con tres tornillos allen y el segundo con cuerda repujada, que ha probado ser más confiable que el primero, aun en suelos duros (ref 1). La cabeza tiene perforaciones laterales y una válvula esférica de pie que se abre durante la etapa de muestreo para permitir el alivio de la presión del interior del tubo. Posteriormente se cierra para proteger a la muestra de las presiones hidrodinámicas que se generan durante la extracción del muestreador.

La fig 3 corresponde a un muestreador de válvula deslizante, en el que se sustituye la

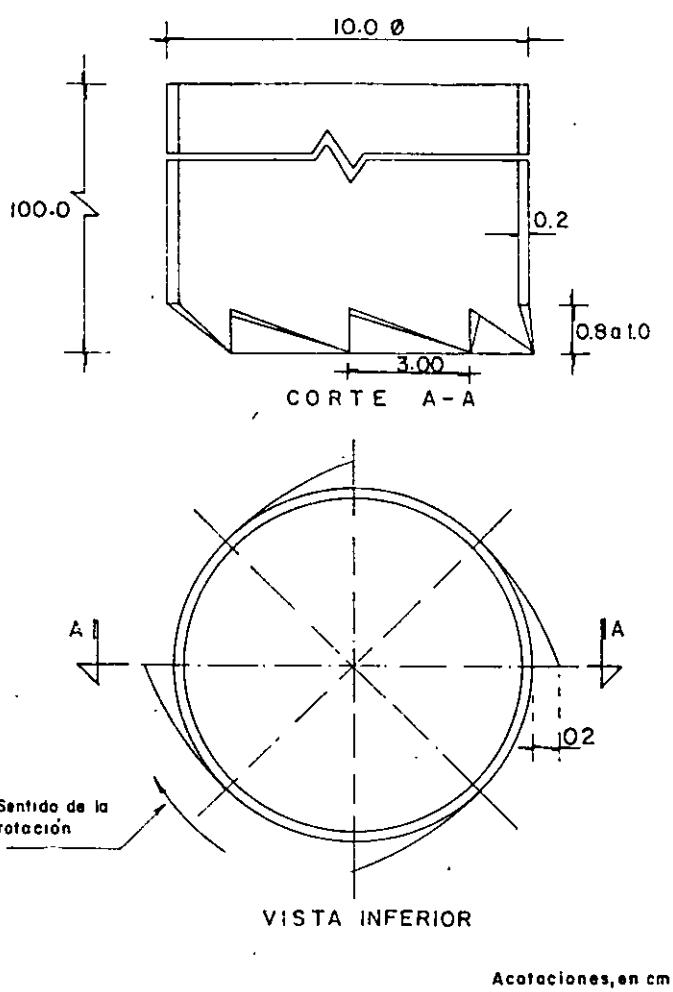


FIG 1 MUESTREADOR DE TUBO DENTADO

válvula esférica de los muestreadores anteriores por un mecanismo. El cople de unión a la columna de barras de perforación tiene un tramo cuadrado al que se enrosca una barra circular que termina en una ampliación con un aro sello; sobre esta barra desliza la pieza, a la que se fija el tubo muestreador y que tiene horadaciones para la extracción del fluido de perforación del interior del tubo.

Es imprescindible pintar interiormente el muestreador para reducir el fenómeno de corrosión de la lámina que provoca cambios físico-químicos en el suelo muestreado.

3. OPERACION DEL EQUIPO

Este muestreador se hinca operándolo a rotación con velocidades menores de 100 rpm y presión vertical para que avance con velocidad constante de 1 cm/s, hasta penetrar 75 cm; de esta manera queda sin muestra una longitud mínima de 15 cm donde se alojan los azolves que pudieran haber quedado dentro del pozo. Después del hincado se deja el muestreador en reposo tres minutos a fin de que la muestra se compacta en su interior y aumente su adherencia contra las paredes del tubo; enseguida se corta la base del espécimen, girando dos vueltas el muestreador y se procede a sacarlo al exterior, donde se limpian sus extremos e

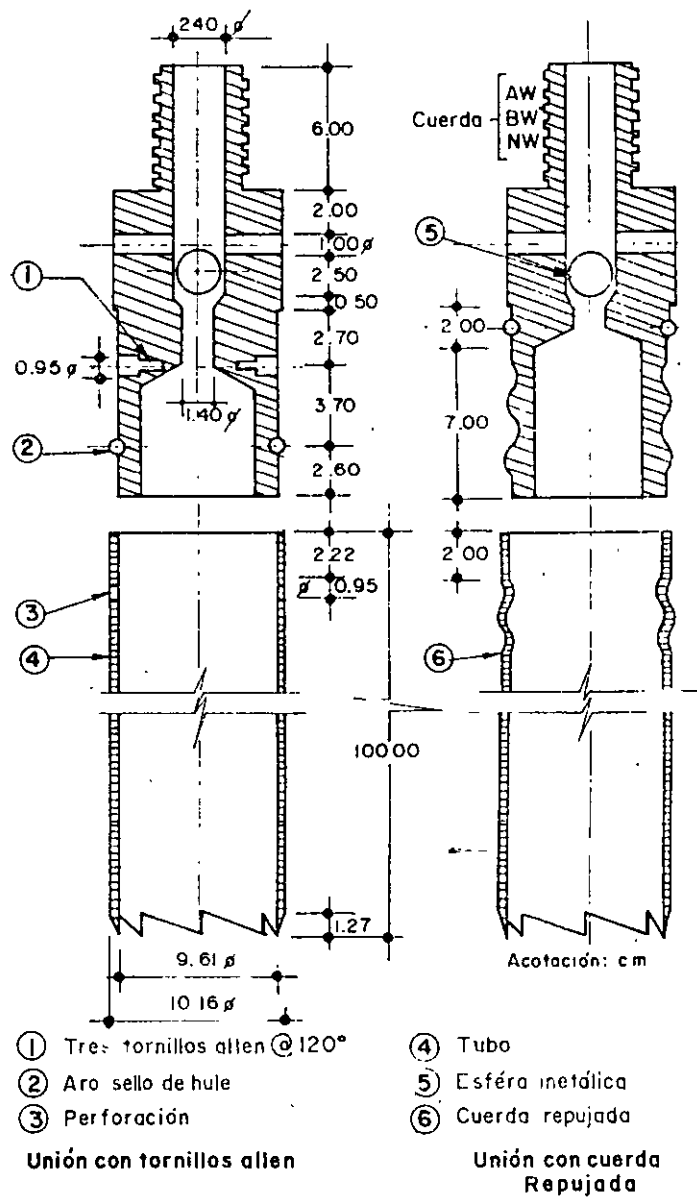


FIG 2 MUESTREADOR DE TUBO DENTADO CON VALVULA ESFERICA DE PIE

identifica. Las muestras obtenidas con esta técnica presentan alteración en un anillo perimetral de 2 a 4 mm de espesor.

4. COMENTARIOS

Este tubo dentado frecuentemente recupera muestras de mejor calidad que el muestreador de barril Denison; sobre todo en los suelos arcillosos duros y capas granulares compactas que se encuentran en el subsuelo de la Ciudad de México, independientemente de su simplicidad de operación y bajo costo. El control y protección de las muestras se presentan en el anexo 1.

5. REFERENCIAS

1. Petróleos Mexicanos, PEMEX, "Exploración y muestreo de suelos para proyectos de cimentaciones", Norma PEMEX 2.214.05, México, D.F. (1976)

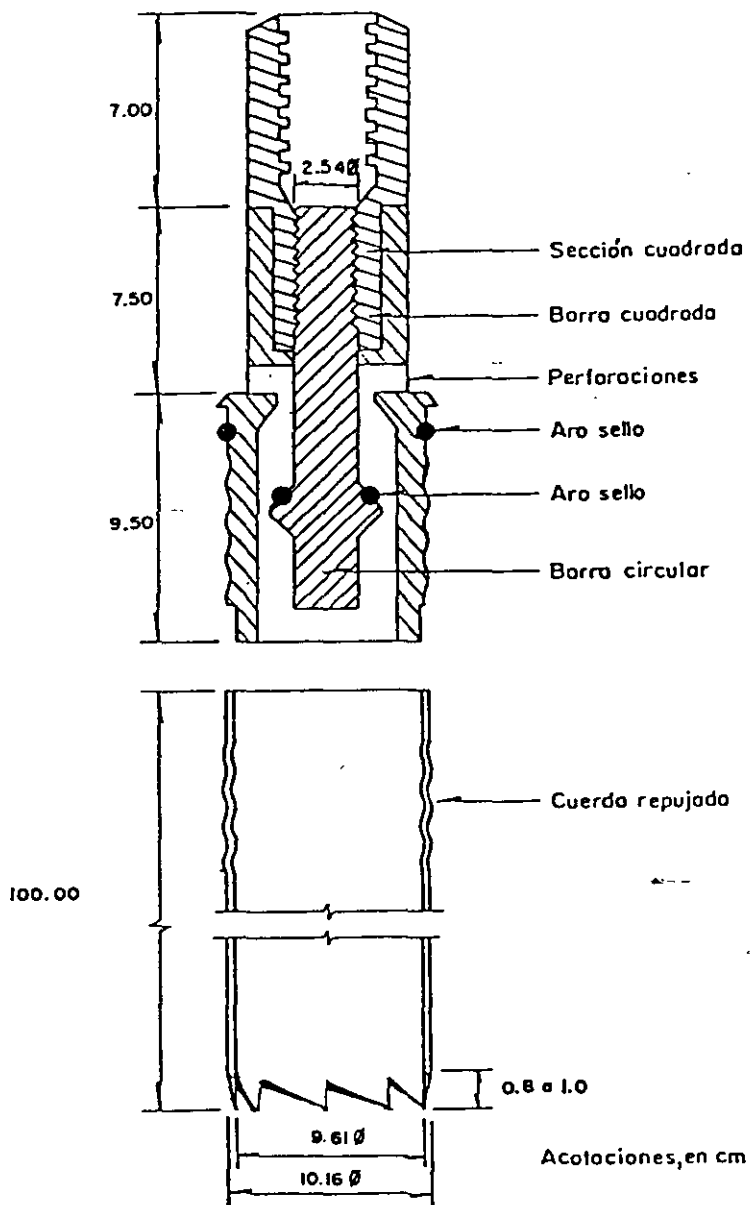


FIG 3 MUESTREADOR DE TUBO DENTADO CON VALVULA DESLIZANTE

3.4.7. Barril Denison

1. OBJETIVOS

Con el muestreador de barril Denison, que opera a rotación y presión, se obtienen especímenes de arcillas duras, limos compactos y limos cementados con pocas gravas, localizados abajo del nivel freático; las muestras siempre presentan cierto grado de alteración. Cuando se muestrean estos suelos arriba del nivel freático, las muestras se contaminan con el agua o lodo de perforación, por lo

cual su aplicación se condiciona al empleo de aire como fluido de perforación.

2. DESCRIPCION DEL MUESTREADOR

El muestreador tipo Denison consiste en dos tubos concéntricos; uno interior, que penetra en el suelo a presión, y rescata la muestra mientras que el exterior, con la broca en el extremo gira y corta el suelo circundante. Para operar este muestreador se requiere flui

de perforación (agua, lodo o aire) que se circular entre ambos tubos.

En la fig 1 se presenta el diseño actualizado de este muestreador; se observa como los tubos concéntricos se acoplan a la cabeza con baleros axiales, que sirve de unión con la columna de barras de perforación y permite que el tubo interior se hincque a presión en el suelo, sin inducir esfuerzos de torsión a la muestra. La cabeza del muestreador tiene una tuerca de ajuste que controla la posición relativa entre ambos tubos; así, durante el muestreo, el tubo interior penetra en el suelo la distancia *d* antes que la broca (fig 2), para proteger a la muestra de la erosión y contaminación que le puede ocasionar el fluido de perforación. La broca de corte es una pieza de acero con pastillas de carburo de tungsteno que protegen las zonas de mayor desgaste; en la fig 3 se muestran las dos brocas tipo más usuales.

Las dimensiones del muestreador Denison, que permiten obtener muestras de 7.5 y 10.0 cm de diámetro nominal, se anotan en la tabla 1; el diámetro admisible de muestreos es de 10.0 cm.

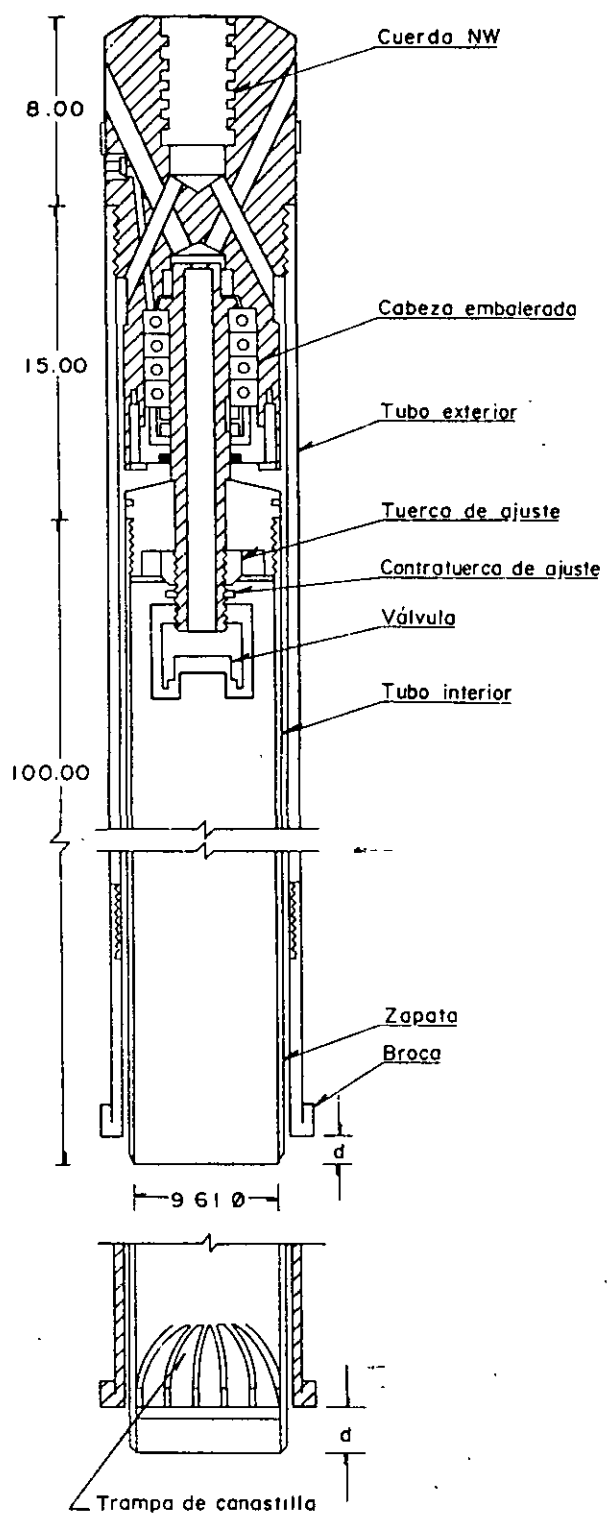
Para el muestreo de materiales granulares conviene adaptarle una trampa de canastilla, formada por lengüetas de lámina de acero flexible (fig 1).

OPERACION DEL EQUIPO

Antes de introducir el muestreador al sondeo se debe ajustar la distancia *d*, entre el tubo interior y la broca (fig 2), de acuerdo con el material que se va a muestrear; también se necesita verificar que la cabeza esté limpia, engrasados los baleros y que la válvula opere correctamente. A continuación se baja el muestreador al fondo de la perforación y se hincan a la profundidad *d*, para evitar que el tubo interior gire al iniciar la rotación del tubo exterior. Durante el muestreo, la máquina perforadora transmite, a través de la columna de barras, rotación y fuerza vertical; la primera varía entre 50 rpm para materiales blandos y 200 rpm para los duros. En cuanto a la fuerza vertical puede ser hasta de 1 ton.

Una vez que se ha penetrado la longitud prevista o que el muestreador no pueda avanzar, se suspende la rotación y la fuerza axial y se deja reposar tres minutos a fin de permitir que la muestra expanda; después se gira para romper el espécimen por la base y posteriormente extraer el muestreador.

La extracción del material que corta la broca, así como el enfriamiento de la misma se hace con un fluido de perforación que circula por el espacio anular que dejan los dos tubos. En muestreos arriba del nivel freático debe utilizar aire; podría ser admisible leer lodo, condicionando a comprobar que la contaminación que induce a la muestra sea tolerable. En muestreos abajo del nivel freático es factible utilizar agua o lodo. Las características de este lodo se discuten en



Ajuste *d*, entre broca y tubo interior

Tipo de suelo	<i>d</i> , en cm
Blando	2
Duro	0.5
Muy duro	0 o el menor

FIG 1 MUESTREADOR DENISON

la ref 1. La presión de operación del fluido de perforación debe ser la mínima necesaria, para mantener limpia la perforación.

4. COMENTARIOS

El empleo de este muestreador con lodo de perforación generalmente induce contaminación en las arcillas que se localizan abajo del nivel freático, así como el lavado de lentes de arena típicas del subsuelo de la Ciudad de México; por ello generalmente se obtienen mejores muestras con el tubo dentado de rotación (inciso 3.4.6). El barril Denison es el mejor muestreador para las tobas duras, cuidando de utilizar aire como fluido de perforación, cuando se muestrea arriba del nivel freático.

El control y protección de las muestras se presenta en el anexo 1.

5. REFERENCIA

1. Petróleos Mexicanos, PEMEX, "Exploración y muestreo de suelos para proyecto de cimentaciones", Norma PEMEX 2.214.05, México, D.F. (1976).

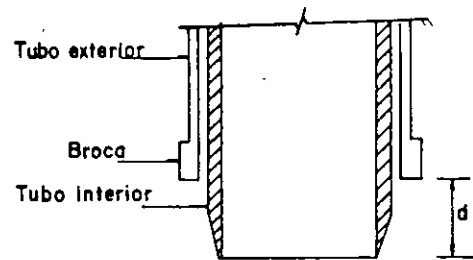
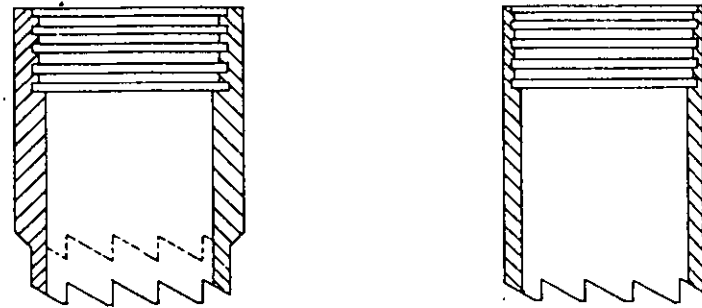


FIG 2 AJUSTE DEL MUESTREADOR DENISON



a) Escalonada

b) Simple

FIG 3 TIPOS DE BROCA DENISON

TABLA 1 DIMENSIONES DEL MUESTREADOR DENISON, EN cm

Diámetro nominal	Tubo interior				Tubo exterior				Barras de operación
	D_e	D_i	D_m	L	D_e	D_i	L	L_m	
7.5	7.62	7.22	7.17	75	8.52	7.92	90	60	BW
10.0	10.16	9.76	9.71	90	11.16	10.46	105	75	NW

donde:

D_e diámetro exterior

L longitud de tubo

D_i diámetro interior

L_m longitud de la muestra

D_m diámetro de la muestra

2. PRUEBAS DE CAMPO Y LABORATORIO

*Inj. Ricardo Podilla Velázquez
Profesor Facultad de Ing. UNAM*

7.3.1 TORCOMETRO Y PENETROMETRO DE BOLSILLO

Este tipo de instrumentos, permiten evaluar con cierta aproximación, la resistencia al esfuerzo cortante no drenada de suelos finos saturados. Este tipo de resistencia se obtiene formalmente, mediante una prueba triaxial UU. Las pruebas que se comentarán a continuación, se deben aplicar a muestras inalteradas confinadas (preferentemente a suelos muestreados en tubo Shelby). De tal forma que se pueda garantizar que la falla se sucede tan rápido, que no se permite el drenaje del suelo.

A esta resistencia se le denomina "cohesión" (C) o más modernamente resistencia no drenada (Su).

El torcómetro de bolsillo, como el mostrado en la figura 7.3.1, se compone de una miniveleta en la punta, un resorte de torsión y una perilla con carátula indicadora, todos ellos unidos por un eje metálico. Algunos como el mostrado en la figura, vienen equipados con varias veletas. La forma de efectuar la prueba, consiste en aplicarla al suelo, sin sacarlo del tubo Shelby, ya que así conserva su confinamiento. Se toma el torcómetro y se hunde en el suelo, lo más alejado de las paredes del tubo. Ya que se hundió hasta el tope, se aplica una torsión rápida pero con sumo cuidado. En el momento de la falla, el resorte se descarga y en la carátula se puede leer el valor de la resistencia no drenada (C o Su). En este curso se mostrará el torcómetro y se hará una experiencia práctica.

El penetrómetro estándar, que se muestra en la figura 7.3.2, consiste en un mango cilíndrico, que tiene una punta móvil, dividida en la punta de penetración y la zona indicadora. Al igual que con el torcómetro, se recomienda que se aplique a suelos contenidos en un tubo Shelby. La forma de proceder es la siguiente: El indicador del penetrómetro se coloca en cero; posteriormente se hinca en el suelo la punta de penetración hasta la marca; finalmente se lee el valor obtenido en la zona indicadora de la punta. En este instrumento se lee el resultado como resistencia a la compresión no drenada, dada como el esfuerzo desviador de falla, de modo que para conocer el valor de "cohesión" o de resistencia no drenada, se debe dividir lo obtenido entre dos.

El valor en laboratorio de estos instrumentos, consiste en que permiten calibrar la resistencia de los suelos, lo cual es muy útil cuando se quiere programar una prueba triaxial o una de corte directo. Teniendo una idea del valor de la resistencia, se pueden elegir los instrumentos adecuados para una prueba formal (anillo de carga, marco de carga, etc.).

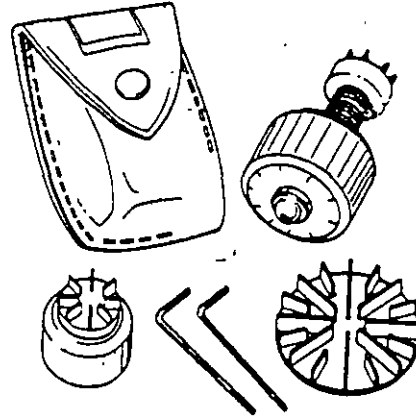
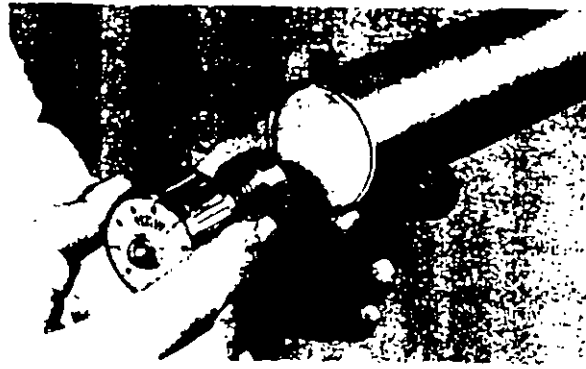


Fig. 7.3.1 Torcómetro de bolsillo

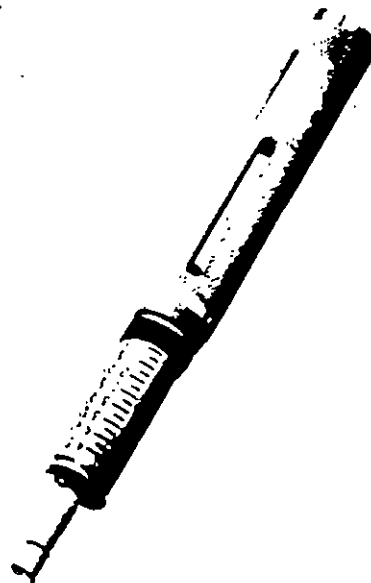


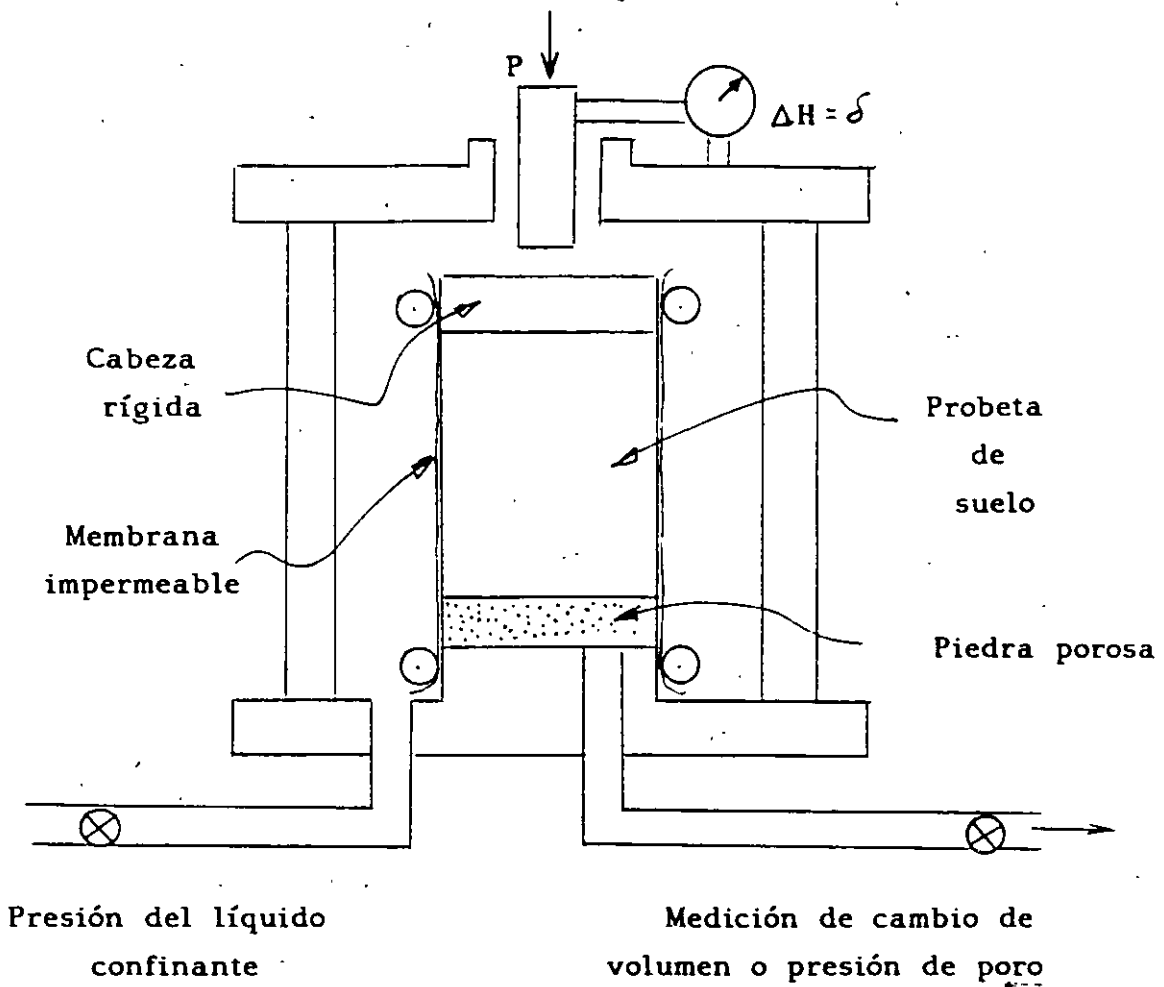
Fig. 7.3.2 Penetrómetro de bolsillo

7.3.2 PRUEBAS DE COMPRESION TRIAXIAL

En orden cronológico, se puede decir que la prueba más popular anteriormente, era la prueba de corte directo (que se comentará más adelante). Sin embargo a partir de las investigaciones desarrolladas por Arturo Casagrande en el M. I. T., para desarrollar pruebas de compresión en probetas cilíndricas, se lograron superar algunas serias desventajas que presentaba la prueba de corte directo.

Actualmente la prueba triaxial es más popular que la de corte directo. No obstante ser una prueba más complicada, permite una gran variedad de condiciones de drenaje. También se puede suponer que permite aplicar todo el tiempo esfuerzos principales, de modo que no existe rotación de esfuerzos principales, como sucede con la de corte directo. Existen también concentraciones de esfuerzos, pero son mucho más bajas que en corte directo. Otra ventaja es que no tiene un plano predeterminado de falla, además de que se puede representar en el plano de Mohr como un solo círculo, sin dejar de representar a un estado de esfuerzo tridimensional perfecto.

En la figura 7.3.3, se presenta esquemáticamente una cámara triaxial y algunos de sus principios. A la probeta de suelo se le aísla, por medio de una membrana impermeable, la cual impide que el fluido confinante (comúnmente agua), penetre en los poros del suelo. La carga axial se aplica por medio de un vástago de acero, el cual debe tener muy poca fricción con la abertura de la cámara por la cual pasa. Existe un mecanismo fuera de la cámara que permite el



Presión del líquido confinante

Medición de cambio de volumen o presión de poro

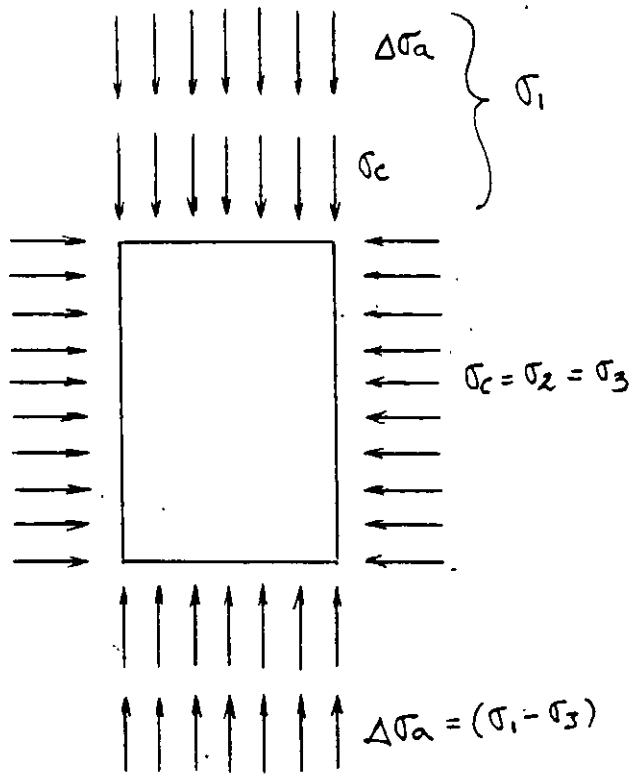


Fig. 7.3.3 Cámara triaxial y esfuerzos que aplica

movimiento del vástago, sin incrementar la presión confinante que se aplica a la probeta. La probeta se puede colocar entre piedras porosas, si se quiere permitir drenaje o medir presión de poro, o colocar una sola piedra porosa en la base de la probeta, como se muestra en la figura. En algún caso especial (prueba UU sin medición de presión de poro), se puede prescindir de colocar piedras porosas.

En la prueba triaxial, como se comentó antes, se puede suponer que se aplican esfuerzos principales en todo el cuerpo de la probeta. Esto no es del todo cierto, ya que pequeños esfuerzos cortantes pueden actuar en los extremos de la probeta. Este problema se ha tratado de resolver, colocando en el contacto con la probeta cabezas de teflón o engrasándolas.

En la notación que usaremos, se tomará como esfuerzo desviado la diferencia entre el esfuerzo principal mayor y el principal menor, y lo denominaremos por $\Delta\sigma$. De modo que $\Delta\sigma = \sigma_1 - \sigma_3$. Para pruebas de compresión en la cámara triaxial se aceptará que $\sigma_c = \sigma_2 = \sigma_3$.

La prueba triaxial es una prueba más elaborada que la de corte directo, y por lo mismo más compleja. En este tipo de prueba, al igual que en la de corte directo, se especifica con dos letras al tipo de prueba que se desea realizar, en función de las condiciones de drenaje, como sigue:

CONDICIONES DE DRENAJE

Primera etapa	Segunda etapa	Símbolo
---------------	---------------	---------

Consolidada	Drenada	CD
Consolidada	No drenada	CU
No consolidada	No drenada	UU

Las letras que componen los símbolos proceden de la primera palabra en inglés de Consolidated o Unconsolidated, para la primera etapa, y de Drained o Undrained, para la segunda etapa.

En la figura 7.3.4, se muestran las condiciones iniciales promedio de una probeta en la cámara triaxial, en una prueba CD, estudiada con análisis plano de esfuerzos y la representación de Mohr que le corresponde. En la figura 7.3.5, se muestran las condiciones intermedias promedio de una probeta esforzada en la segunda etapa, pero sin llegar todavía a la falla. En la figura 7.3.6, se muestran las condiciones finales promedio de la probeta en el momento de la falla.

En la figura 7.3.7, se muestran las etapas de la prueba CD, y sus condiciones en esfuerzos totales y efectivos, correspondiendo a estas un solo círculo, como se muestra en la parte baja. Aquí se define un ángulo de fricción interna en esfuerzos efectivos ϕ' .

En la figura 7.3.8, se muestran las etapas de una prueba CU, y sus condiciones en esfuerzos totales y efectivos, correspondiendo a estas dos círculos desplazados una distancia con valor u_r . Aquí se definen dos ángulos de fricción interna: uno aparente, definido por ϕ y otro en esfuerzos efectivos, prácticamente igual al que se

obtendría en una prueba CD, definido por ϕ' .

En la figura 7.3.9, se muestran las condiciones de la primera y segunda etapas de una prueba UU, y sus condiciones en esfuerzos totales y efectivos. En el plano de Mohr de abajo, se indican las envolventes típicas y la resistencia en esfuerzos totales, definida por "C" y el ángulo de fricción interna real, definido por ϕ' .

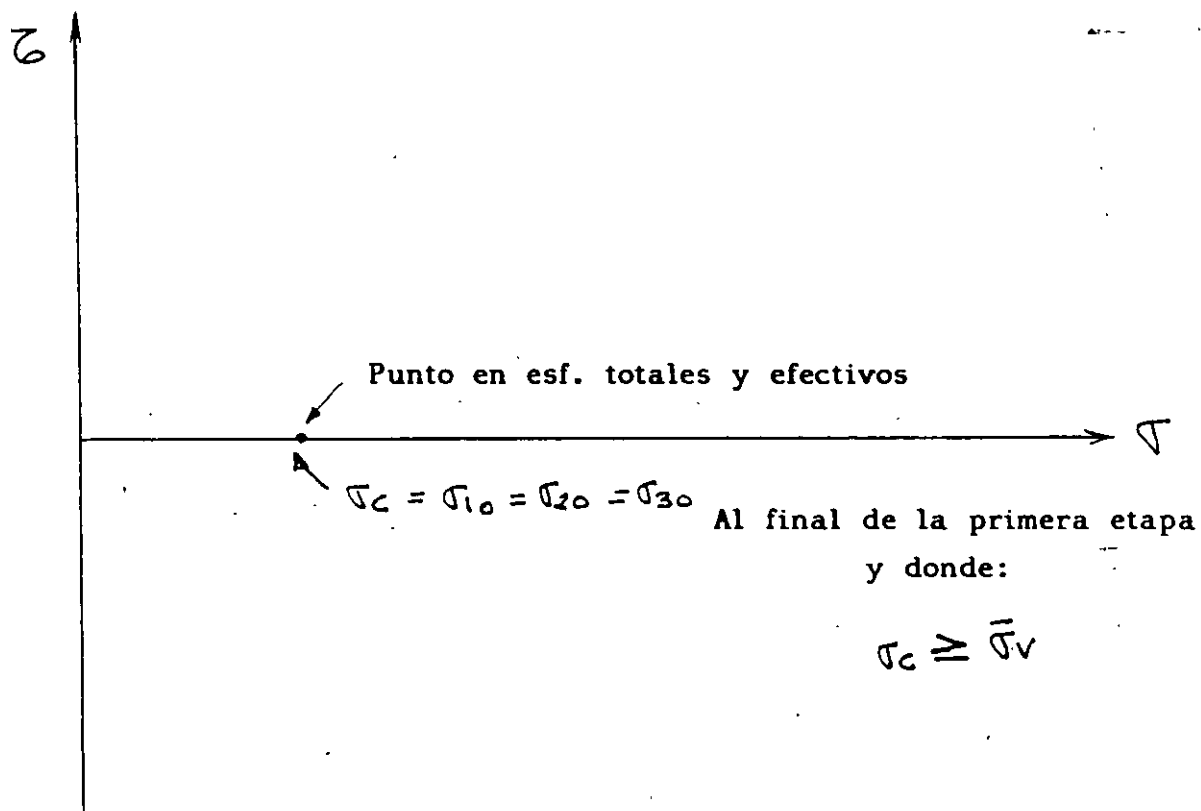
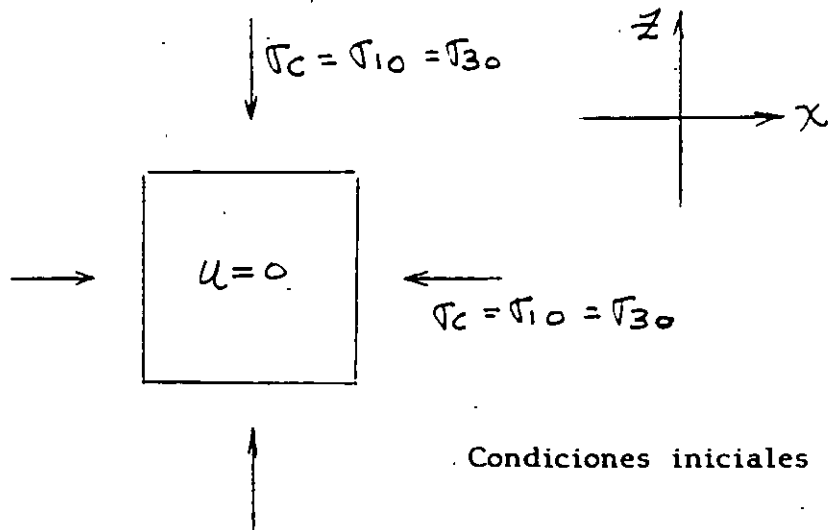


Fig. Condiciones iniciales en prueba triaxial CD (final primera etapa)
7.3.4

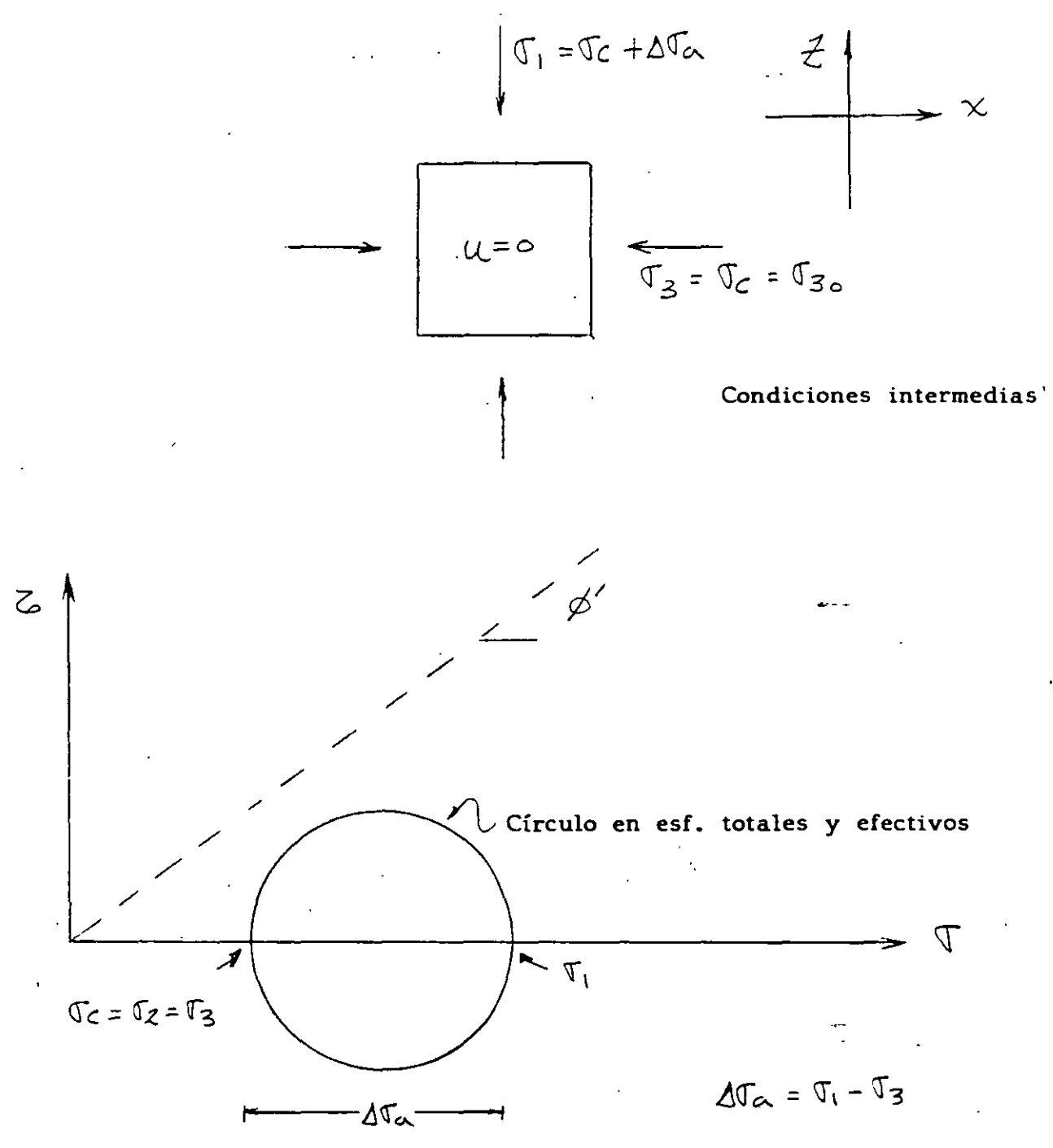


Fig. 7.3.5 Condiciones intermedias en prueba triaxial CD (2ª etapa)

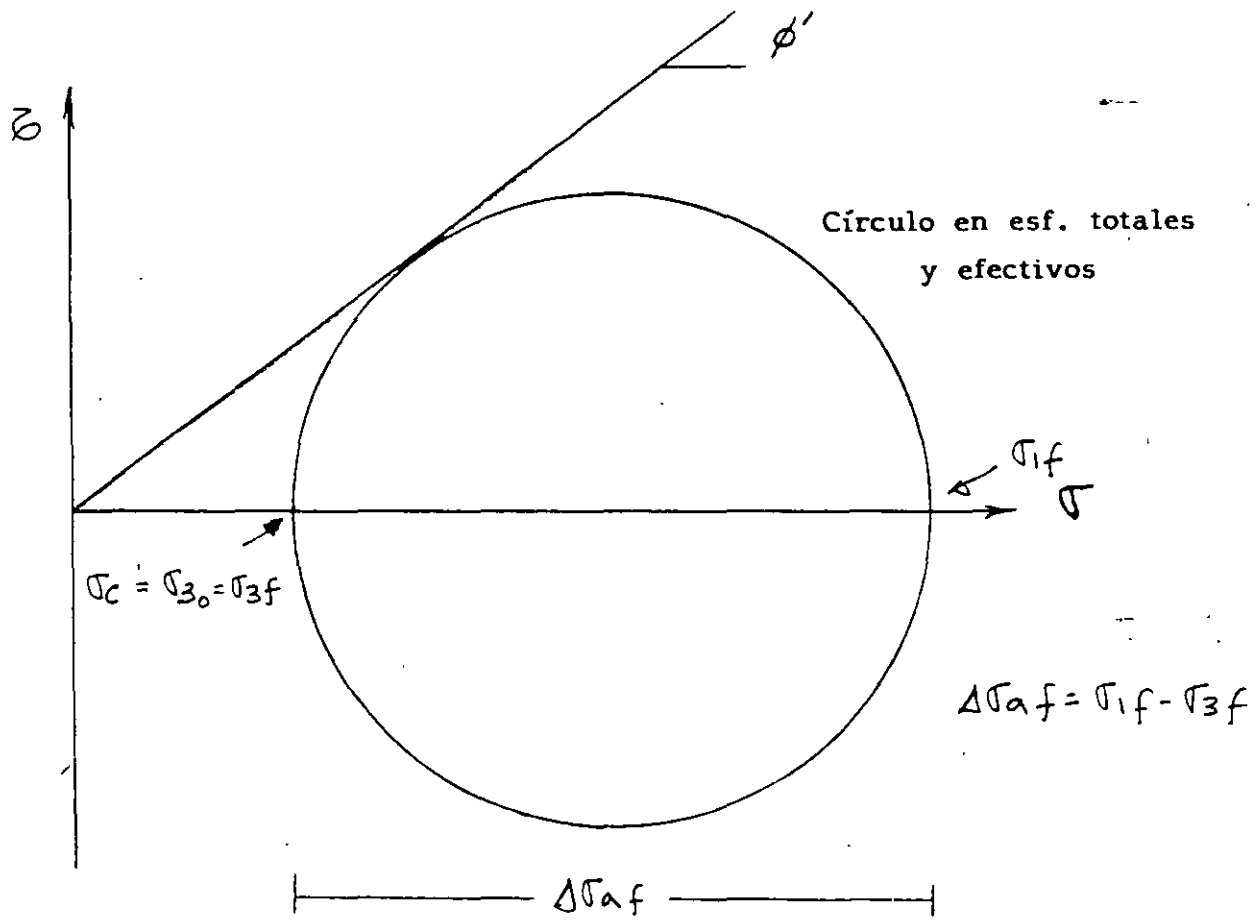
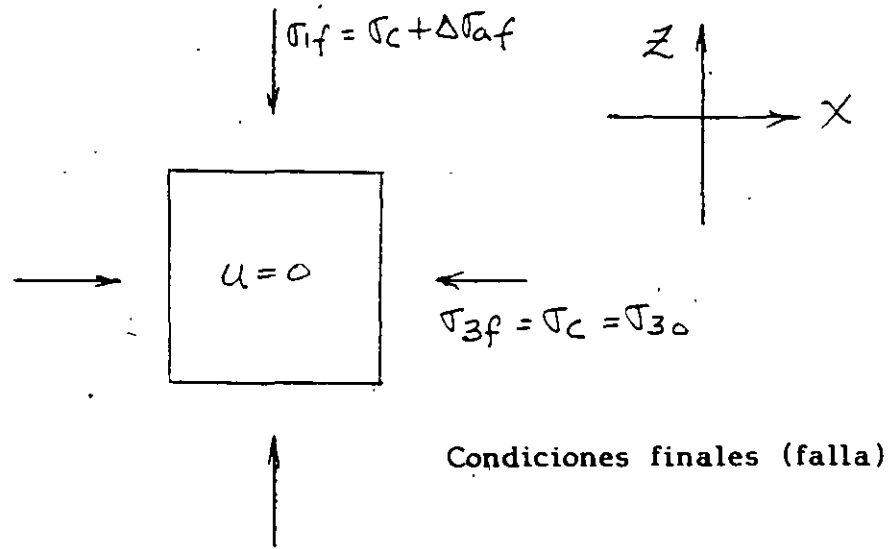


Fig. 7.3.6 Condiciones finales en prueba triaxial CD (2ª etapa)

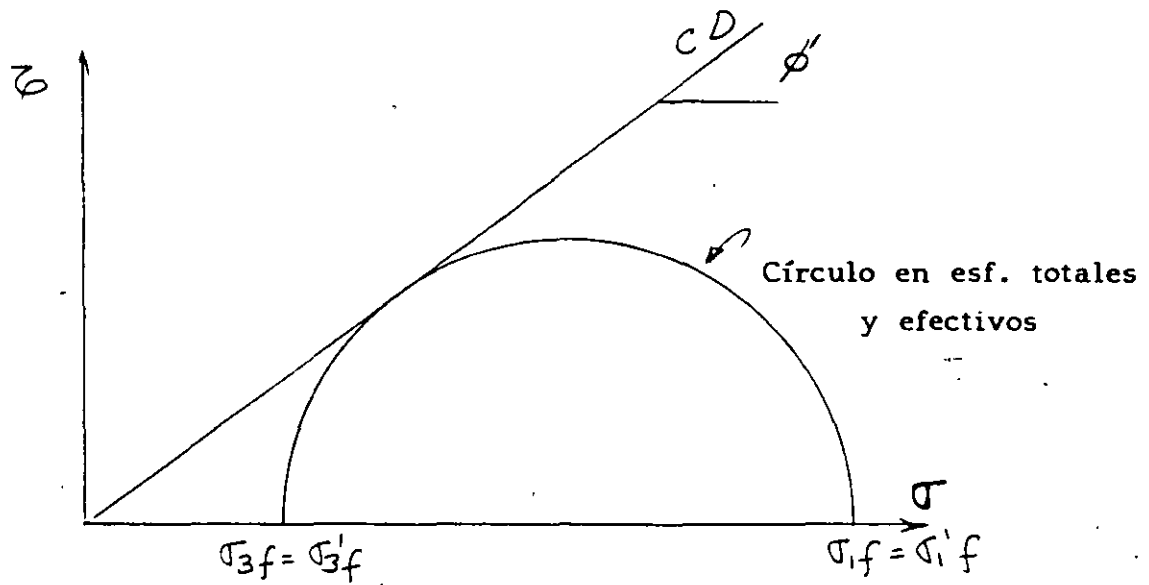
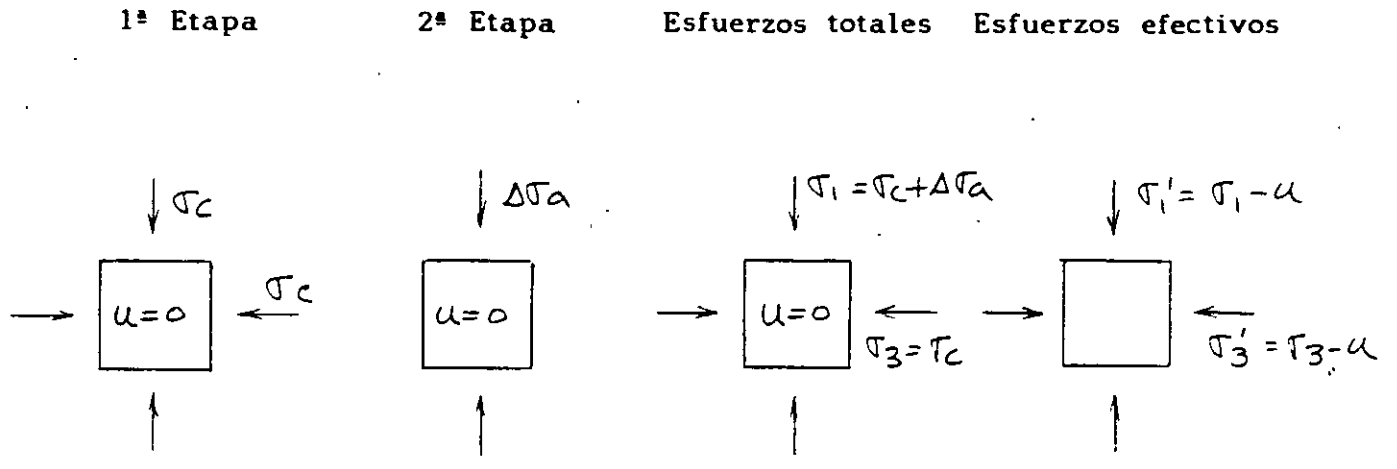


Fig. 7.3.7 Prueba triaxial de compresión CD

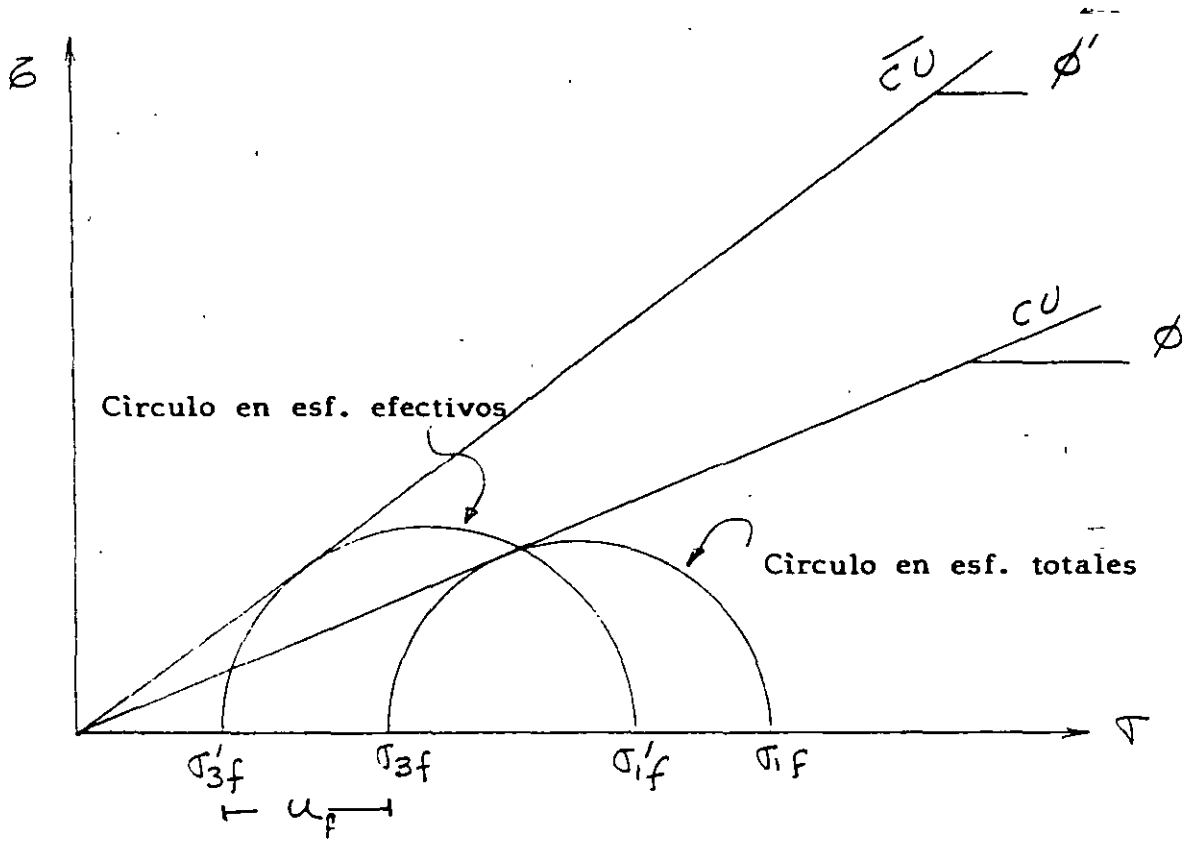
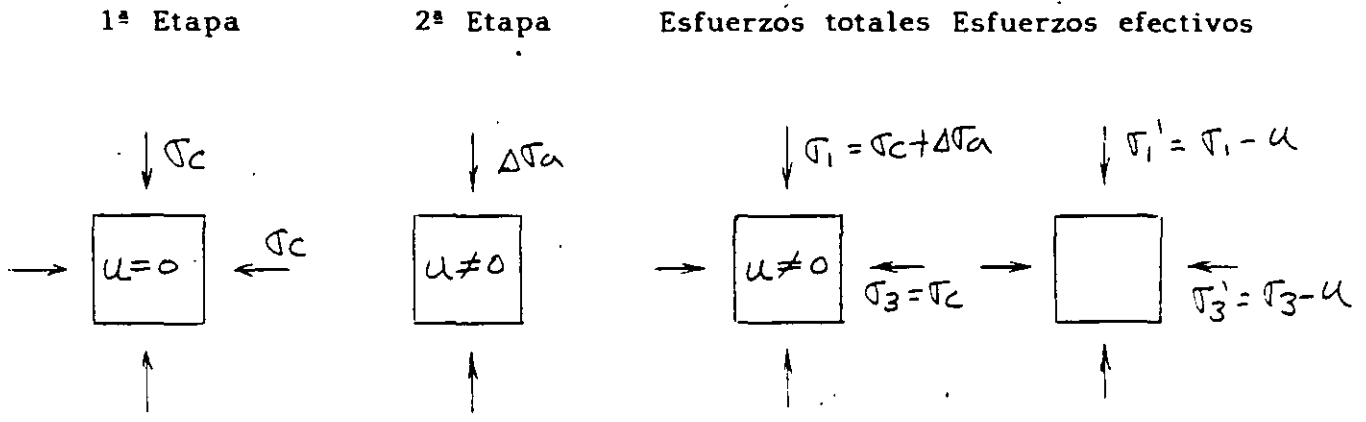


Fig. 7.3.8 Prueba triaxial de compresión CU

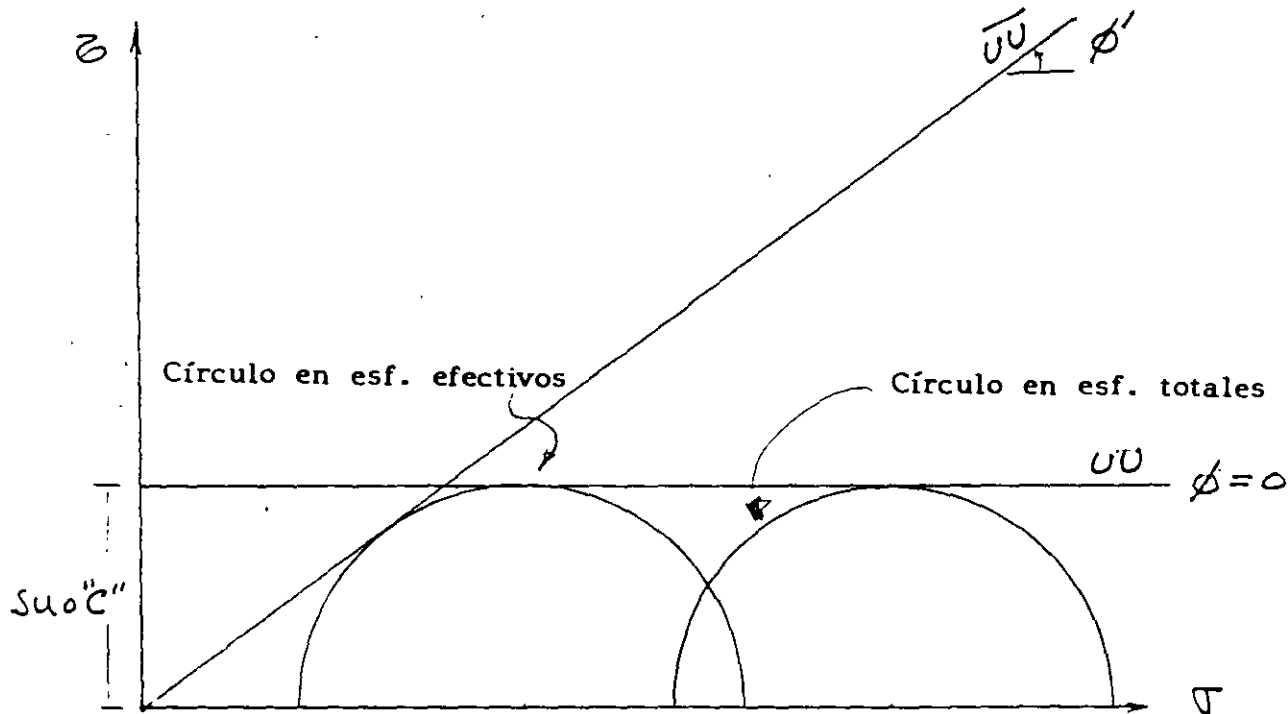
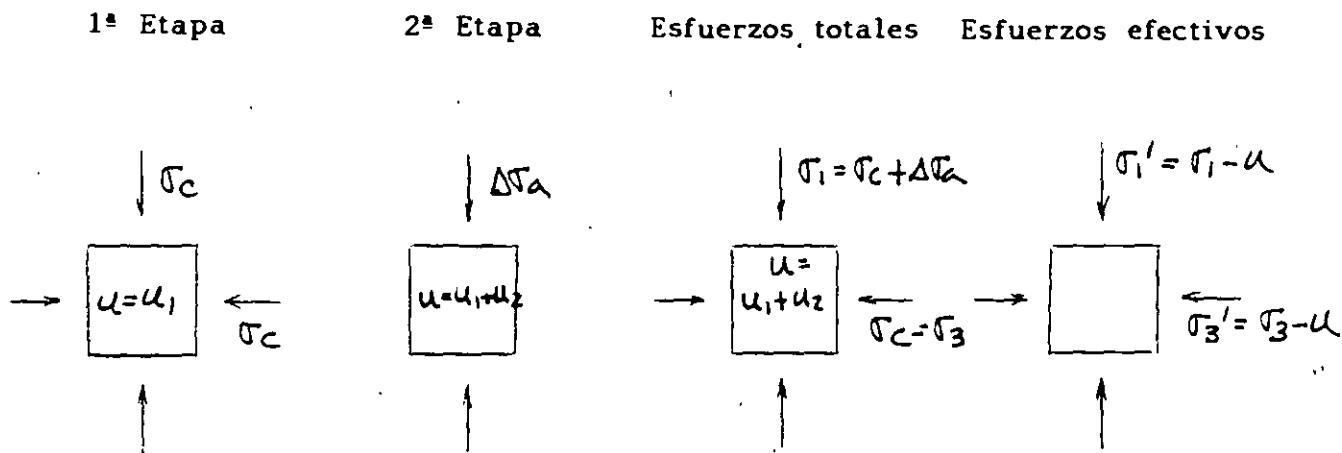


Fig. 7.3.9 Prueba triaxial de compresión UU

7.3.3 PRUEBAS DE CORTE DIRECTO

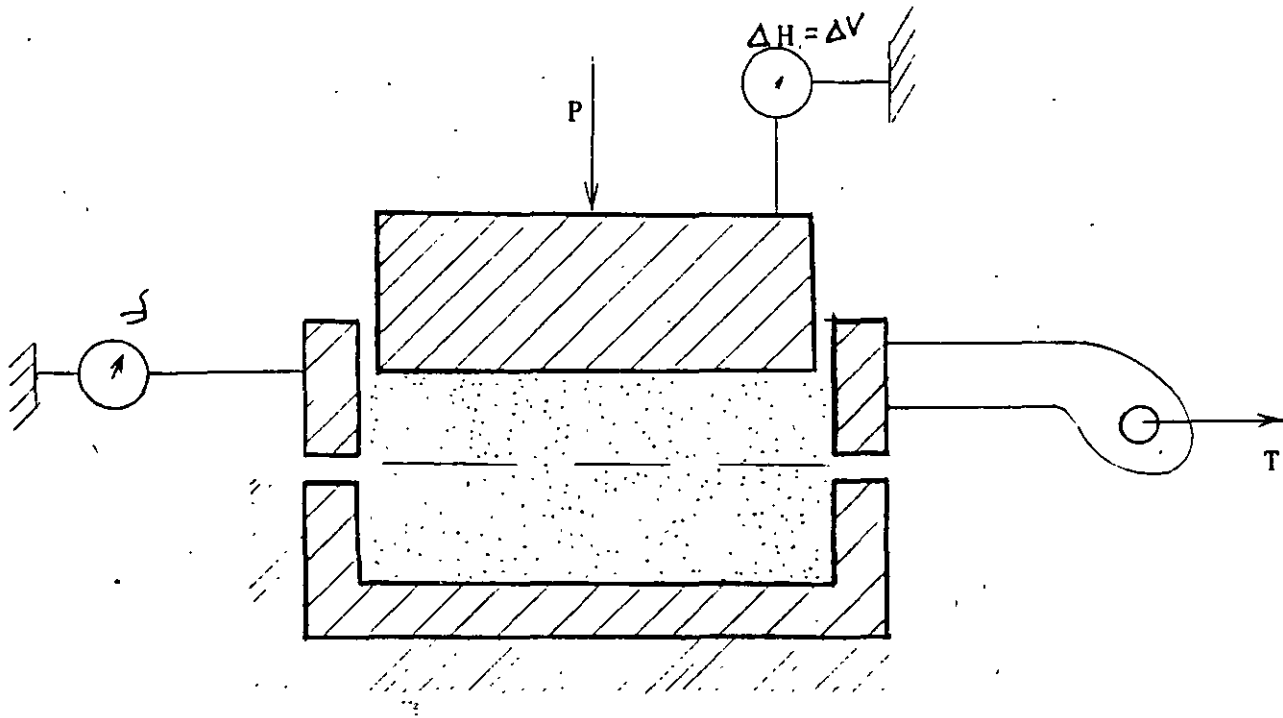
Esta es una prueba muy vieja para obtener la resistencia, ya que era usada por Coulomb hace más de 200 años. El principio que usa la prueba es en verdad muy simple. Consiste básicamente en una probeta de suelo contenida por una "Caja de corte", la cual está separada horizontalmente en dos partes. Una mitad se mantiene fija, respecto a la otra mitad que se desliza horizontalmente. La carga normal P , se aplica a la probeta, a través de una placa rígida. Se miden durante la prueba: la carga horizontal, la deformación horizontal y la deformación vertical. Dividiendo la carga vertical y la carga horizontal, entre el área inicial de la probeta, se obtienen el esfuerzo normal y el cortante en el plano de falla. Es importante observar que el plano de falla se encuentra forzado, cuando se usa este aparato.

En la figura 7.3.10, se muestra un croquis de este equipo. Se muestran también el tipo de resultado que arroja esta prueba, obtenidos en probetas de arena con la misma compacidad relativa. Cuando se grafican estos datos en el plano de Mohr, se puede obtener el ángulo de fricción interna.

En la prueba de corte directo, se pueden realizar en arcillas, las mismas pruebas definidas por las condiciones de drenaje que en la prueba triaxial (CD, CU y UU).

En un análisis a esfuerzos efectivos (arena seca), se puede

análizar un fenómeno interesante que se verifica en la prueba de corte directo y que se le llama rotación de esfuerzos principales. la figura 7.3.11, se presentan las condiciones iniciales de la probeta en este tipo de prueba, y en la parte baja se muestra la representación de Mohr, aplicando el método del polo fijo. Observe la relación de los sistemas de referencia X Z y III I. En la figura 7.3.12, se muestran las condiciones intermedias, en el momento en que $\sigma_n = \sigma_h$. Observe para esta condición la relación de los sistemas X Z y III I. En la figura 7.3.13, se muestran las condiciones de la probeta el el momento de la falla. Observe que para esta condición σ_n se tiene que $\sigma_n < \sigma_h$. Observe además la relación que guardan los sistemas X Z y III I. Finalmente observe la figura 7.3.14. En esta figura se muestran juntas las condiciones inicial, intermedia y final, mostrando como se va sucediendo la rotación de los esfuerzos principales.



Aparato de corte directo

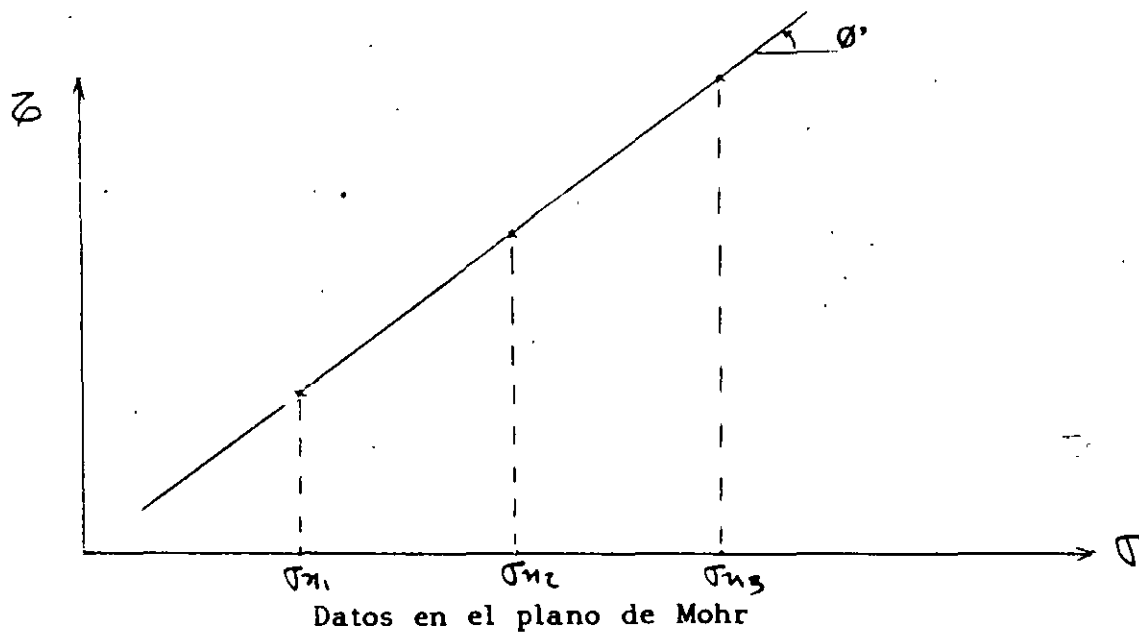


Fig. 7.3.10 Aparato de corte directo

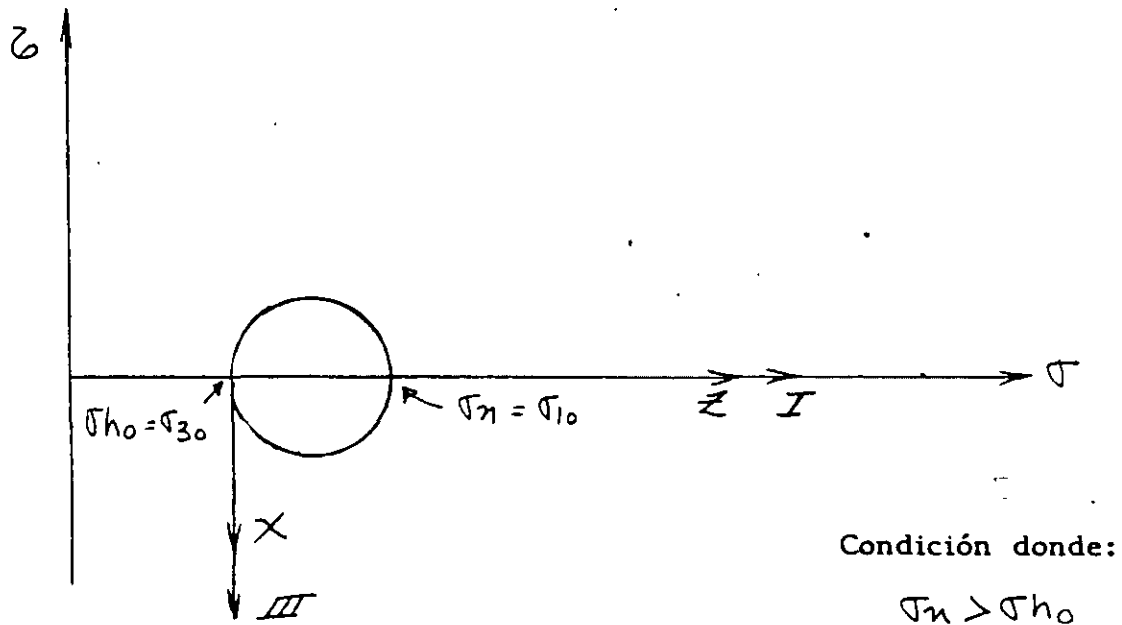
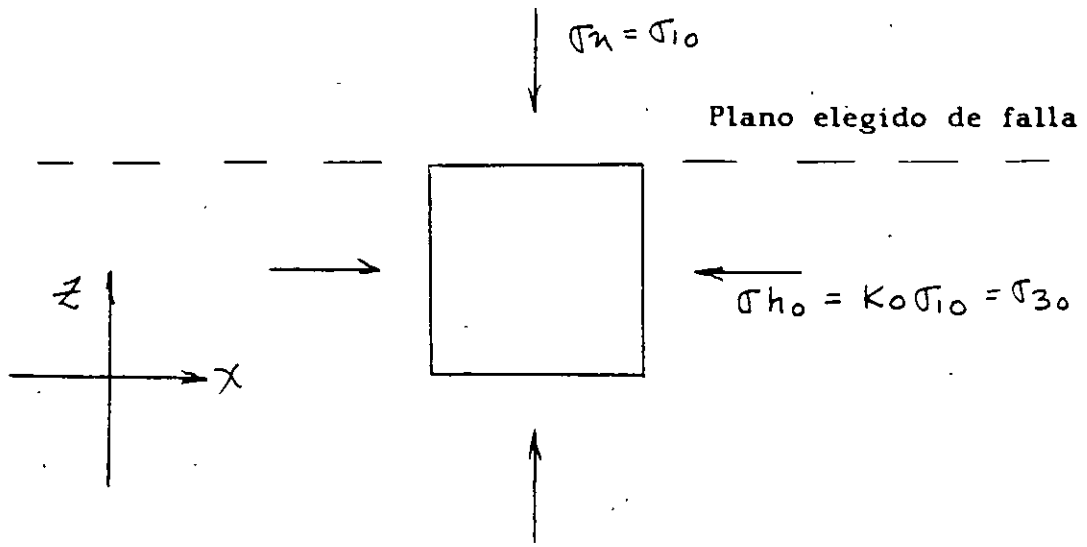


Fig. Condiciones iniciales en corte directo (primera etapa)
7.3.11

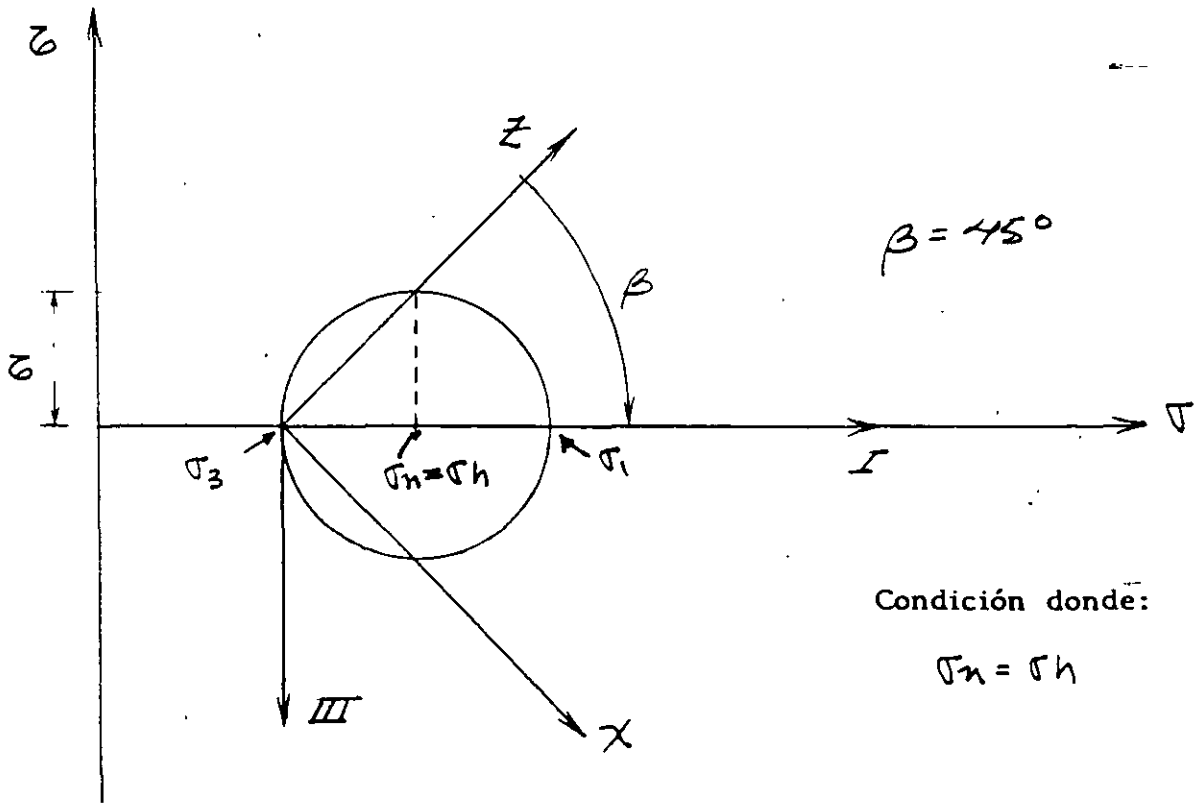
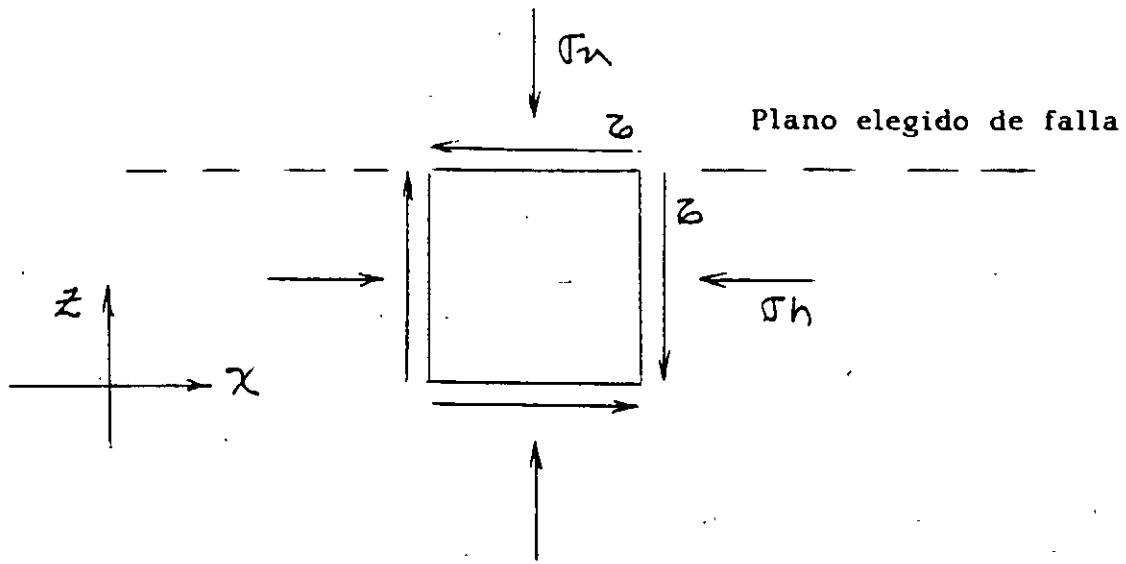


Fig. 7.3.12 Condiciones intermedias en corte directo (segunda etapa)

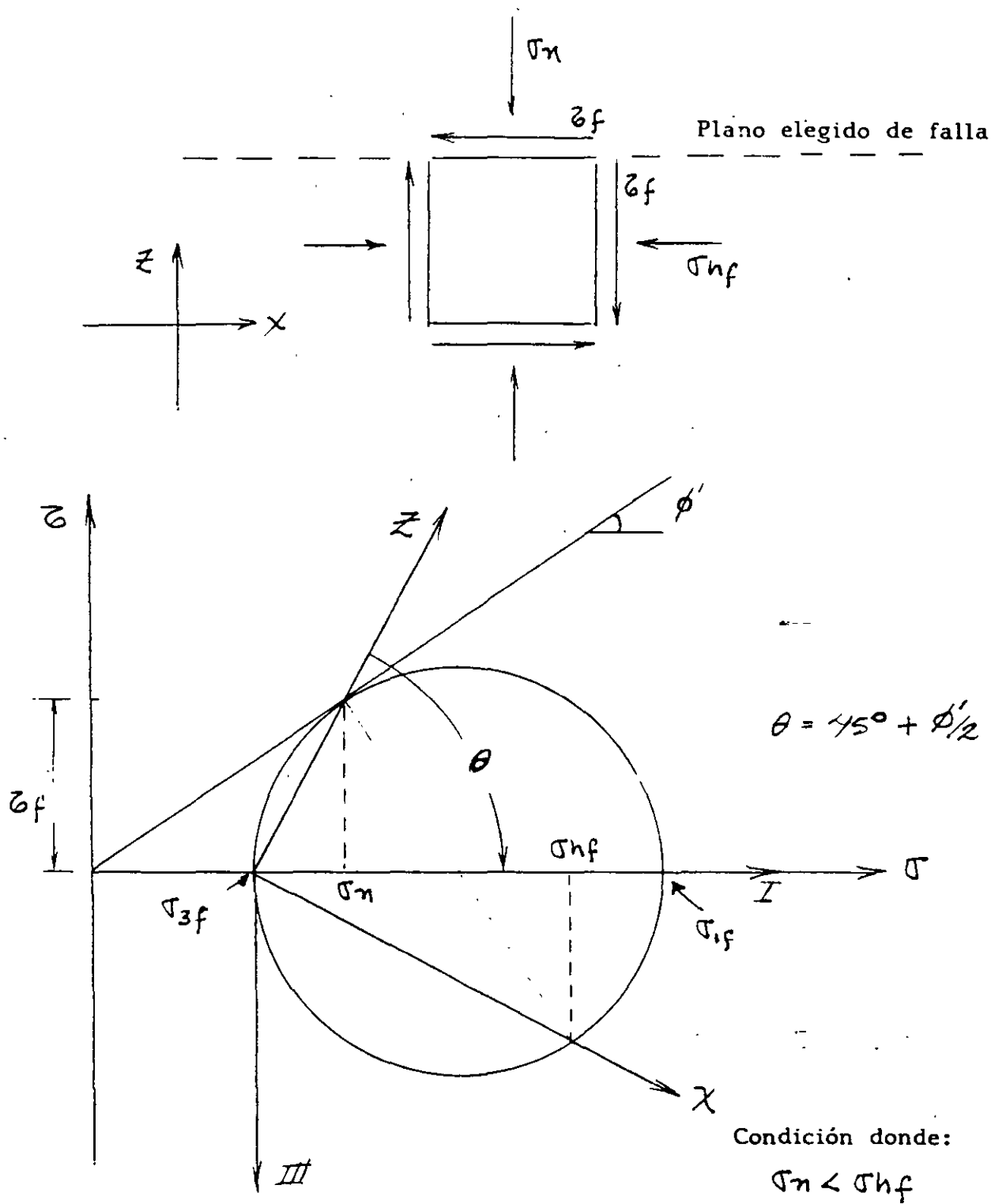


Fig. 7.3.13 Condiciones finales en corte directo (segunda etapa)

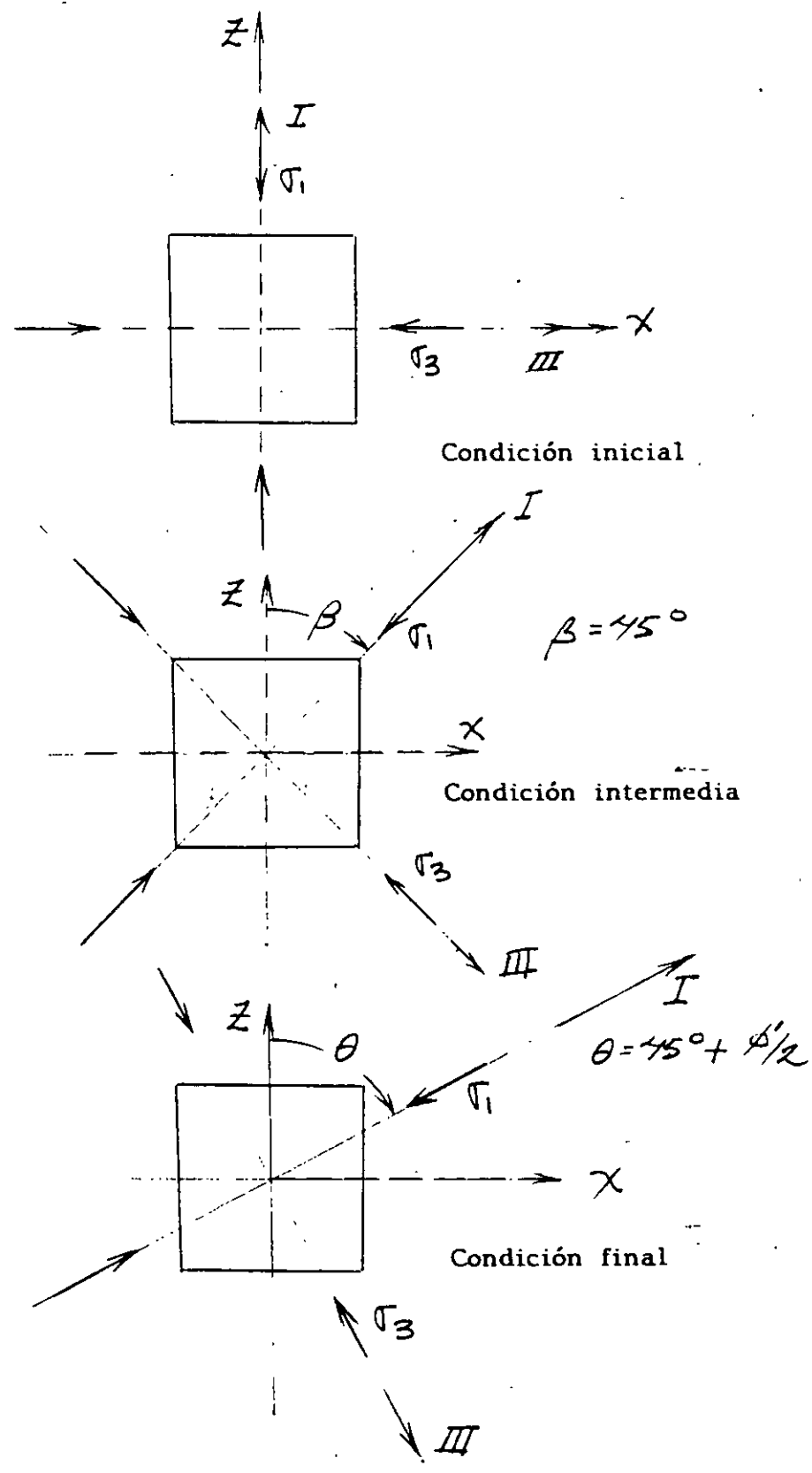


Fig. 7.3.14 Rotación de esfuerzos principales en corte directo

" *DEFORMABILIDAD EN SUELOS* "
Ing. Germán López Rincón

6.1 INTRODUCCION

En el diseño de una cimentación, el ingeniero de mecánica de suelos debe estimar el comportamiento que tendrá dicha cimentación ante las diferentes condiciones de carga a que estará sujeta.

Básicamente la verificación del comportamiento comprende las siguientes dos situaciones:

- a) estados límite de falla
- b) estados límite de servicio

En esta oportunidad nos ocuparemos de los estados límite de servicio, los cuales se refieren a las diferentes condiciones en que trabajará la estructura y cimentación durante su vida útil, en la que estará sujeta a cargas permanentes tales como la carga muerta, la carga viva, etc., y a cargas transitorias debidas a viento o sismo.

La aplicación de las diferentes condiciones de carga a la cimentación y de ésta al subsuelo provocará cambios en el estado de esfuerzos del suelo y consecuentemente deformaciones. Un diseño adecuado de la cimentación será aquél que limite los movimientos de la estructura a valores compatibles con el tipo de estructura o con su entorno.

En resumen, el objetivo del ingeniero de cimentaciones será el de mantener los hundimientos totales y diferenciales de la estructura y su cimentación por abajo de los permisibles, establecidos por las autoridades municipales o por necesidades propias de la obra.

Para poder estudiar el comportamiento de la cimentación se requieren conocer, con suficiente precisión, las propiedades esfuerzo-deformación-tiempo de los diferentes estratos que constituyen el subsuelo y que se vean afectados por las cargas que la cimentación les trasmite, sean éstas permanentes o transitorias.

La determinación de las propiedades esfuerzo-deformación-tiempo para condiciones dinámicas de carga forma parte de otra sesión del curso, por lo que únicamente nos referiremos a la determinación de los parámetros de compresibilidad del suelo para condiciones estáticas de carga.

Cuando se pretende determinar la compresibilidad de un suelo se trata de representar las condiciones en que se encuentra en el campo, tales como nivel medio de esfuerzos, compacidad, grado de saturación, etc.

Las propiedades mecánicas de compresibilidad pueden obtenerse mediante pruebas de compresión en la cámara triaxial o en el odómetro. Se llevan a cabo en la cámara triaxial en aquellos materiales tales como arenas limo arcillosas, limos arcillosos o arcillas limo arenosas en las que el efecto del tiempo no es muy significativo. Para estos materiales se obtienen curvas de comportamiento que permiten calcular los módulos de deformación ⁽¹⁾.

Para suelos finos sean éstos saturados o no, la determinación de las propiedades mecánicas de compresibilidad se llevan a cabo mediante pruebas en el odómetro o consolidómetro. En la figura 1 se muestra en forma esquemática un instrumento de este tipo.

6.2 Pruebas de compresión en el odómetro

El comportamiento de suelos finos semisaturados del tipo expansivo o colapsible, puede estudiarse mediante pruebas de compresión en el odómetro.

Este tipo de suelos es muy susceptible a los cambios de humedad, provocándose la modificación en su estructura. Esto se traduce, en el caso de suelos expansivos, en hinchamientos y, en suelos eólicos del tipo loessial, en colapsos súbitos. Ambos problemas pueden ser de consecuencias graves para la cimentación y superestructura.

Las figuras 2 y 3, muestran el comportamiento típico de estos materiales.

La potencia de expansión o colapso queda definida por la expresión:

$$\Delta \epsilon = \pm \frac{\Delta e}{1+e_0} \quad (1)$$

donde:

$\Delta \epsilon$: cambio en la deformación unitaria debido a la saturación del material para un nivel de esfuerzos dado

Δe : cambio en la relación de vacíos

e_0 : relación de vacíos del material en estado natural para el mismo nivel de esfuerzos

Conocido el espesor del estrato (d), con potencia de expansión o colapso y determinando el esfuerzo efectivo actuante puede calcularse la expansión o colapso con la expresión

$$\Delta\delta = \frac{\Delta e}{1+e_0} \cdot d \quad (2)$$

6.3 Pruebas de consolidación unidimensional en suelos finos saturados.

Cuando se somete un espécimen de suelo fino saturado como las arcillas, arcillas limosas y limos arcillosos a un esfuerzo de compresión en donde la deformación lateral está restringida, el cambio de volumen no ocurre inmediatamente, ya que primero debe ser expulsada el agua de poro. Por tanto, debe transcurrir tiempo para que se verifique la deformación. A este fenómeno se le conoce como proceso de consolidación.

Durante el proceso de consolidación se generan cambios volumétricos debidos a dos fenómenos que ocurren simultáneamente; el primero se conoce como retardamiento hidrodinámico o consolidación primaria, provocado por la expulsión del agua libre o gravitacional contenida en los poros del material; el segundo, conocido también como consolidación secundaria, se debe a la deformación viscosa intergranular producida por el movimiento relativo entre sus granos ⁽²⁾.

La teoría de consolidación descubierta por K. Terzaghi (1925) explica exclusivamente el retardamiento hidrodinámico. La teoría de viscosidad intergranular descubierta por L. Zeevaert explica el incremento en la deformación cuando el efecto hidrodinámico se ha disipado.

Al ingeniero de mecánica de suelos le interesa encontrar un procedimiento que le permita el cálculo del cambio volumétrico de un suelo a través del tiempo sometido a un incremento de presión. Esto ha llevado a la determinación de leyes fenomenológicas que explican el comportamiento de un suelo saturado.

Al final de estas notas se incluye el procedimiento completo para ejecutar una prueba de consolidación según lo establece la ASTM. En dicha norma se explica con detalle el proceso de consolidación y se establecen fórmulas de interpretación para la consolidación secundaria, las cuales se aceptan ampliamente.

Se considera sin embargo, que una interpretación más precisa del comportamiento del suelo es la que establece el profesor L. Zeevaert con su teoría de viscosidad intergranular.

De acuerdo con esta teoría, la ley fenomenológica que controla la deformación volumétrica unitaria de un material fino saturado, que muestra un comportamiento como el que indica la figura 4, es como sigue ⁽³⁾ :

$$\Delta \epsilon_v = m_v \cdot \Delta p \{ F(T_v) + \beta \log(1 + \xi T_v) \} \quad (3)$$

donde:

m_v :	coeficiente de compresibilidad volumétrica unitario para la compresión primaria
Δp :	incremento de presión
$F(T_v)$:	función de Terzaghi
β :	factor que mide la magnitud relativa del fenómeno viscoso intergranular
T_v :	factor tiempo de la teoría de consolidación de Terzaghi
ξ :	factor adimensional que modifica el valor de T_v

La determinación de los parámetros en el laboratorio se obtiene transformando la ecuación anterior a la forma:

$$\delta_t = \delta_v \cdot F(T_v) + C_v \log(1 + \frac{t}{T_v}) \quad (4)$$

En la figura 4 se explica el significado de los términos no conocidos.

Para cada una de las curvas de consolidación se determinan los parámetros m_v , C_v , β y ξ , los cuales se grafican para el

nivel medio de esfuerzos $\sigma + \sigma/2$, tal como se muestra en la figura 5.

Para la aplicación de la expresión (3) en un caso práctico se debe tomar en cuenta la rapidez con que se aplica la carga, ya que para tiempos de consolidación menores al tiempo de construcción puede ser importante la diferencia entre aplicación rápida de la carga y aplicación lineal, esto es, durante un tiempo de construcción.

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_c / t_c$$

Cuando se aplica la carga de manera inmediata la expresión (3) es la que se utiliza para el cálculo de hundimientos con el tiempo.

Si se considera aplicación lineal de la carga las expresiones utilizadas son las siguientes:

Para $0 < t < t_c$

$$\Delta\varepsilon_v = m_v \cdot \Delta\sigma_c \cdot \frac{T_v}{T_{vc}} \left[\Phi(T_v) + 0.43\beta \left(1 - \frac{\log(1+\xi T_v)}{\xi T_v} \right) \right] \quad (5)$$

donde:

$$\Phi(T_v) = \left\{ 1 - \frac{1}{T_v} \sum_{m=0}^{m=8} \frac{32}{(2m+1)^4 \pi^4} \left(1 - e^{-\frac{(2m+1)^2 \pi^2}{4} T_v} \right) \right\} \quad (6)$$

Para $t > t_c$

$$\Delta\varepsilon_v = m_v \cdot \Delta\sigma_c \cdot [F(T_v - T_{01}) + \beta \log(10^{A_{vc}} + \xi(T_v - T_{vc}))] \quad (7)$$

en donde

$$F(T_v) = \left\{ 1 - \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{8}{(2m+1)^2 \pi^2} e^{-\frac{(2m+1)^2 \pi^2}{4} T_v} \right\} \quad (8)$$

y

$$A_{vc} = 0.43 - \frac{\log(1 + \xi T_{vc})}{\xi T_{vc}} \quad (9)$$

el valor de T_{01} se obtiene igualando las funciones

$$\Phi(T_{vc}) = F(T_{vc} - T_{01}) \quad (10)$$

para $t=t_c$. La figura 6 muestra las funciones $F(T_v)$ y $\Phi(T_v)$ en forma gráfica, con las que puede determinarse el valor de T_{01} .

A continuación se presenta un ejemplo de cálculo de hundimientos considerando la aplicación de la carga en forma inmediata y linealmente; la figura 7 muestra gráficamente la diferencia en el hundimiento en cada caso; los datos para el cálculo fueron los siguientes:

$$\begin{aligned} d &= 500 \text{ cm} \\ \Delta\sigma_c &= 0.3 \text{ kg/cm}^2 \\ t_c &= 1 \text{ año} \\ m_v &= 0.030 \text{ cm}^2/\text{Kg} \\ C_v &= 0.0098 \text{ cm}^2/\text{seg} \\ \beta &= 0.25 \\ \xi &= 0.46 \end{aligned}$$

el estrato se considera drenado por los dos lados, por lo que $d = 2H$

$$T_{vc} = \frac{C_v}{H^2} t_c = \frac{0.0098}{(250)^2} \cdot 3.15 \times 10^7 = 4.939$$

de la (6)

$$\Phi(T_{vc}) = 0.9326 = F(T_{vc} - T_{01})$$

$$T_{vc} - T_{01} = 1.0080 \quad \text{y} \quad T_{01} = 3.9246$$

De la (9)

$$A_{vc} = 0.2034$$

luego las expresiones (3), (5) y (7) quedan como sigue: aplicación inmediata de la carga

$$\delta_t = 4.5 \cdot \{F(T_v) + 0.25 \log(1 + 0.46T_v)\}$$

y para aplicación lineal:

$$0 < t < t_c$$

$$\delta_t = 0.911T_v \left\{ \Phi(T_v) + 0.1075 \left(1 - \log \frac{1+0.46T_v}{0.46T_v} \right) \right\}$$

$$t > t_c$$

$$\delta_t = 4.5 \cdot \{F(T_v - 3.9246) + 0.25 \log(1.5973 + 0.46(T_v - 4.9392))\}$$

R E F E R E N C I A S

- 1.- Foundations Engineering for Difficult Subsoil Conditions.
L. Zeevaert Van Nostrand Reinhold 1973, pags. 62-70
- 2.- Propiedades cuantitativas de los materiales del subsuelo,
Tomo II Apuntes de Mecánica de Suelos por L. Zeevaert 1966.
Art. III.8.1 a III.8.3
- 3.- Viscosidad Intergranular en Suelos Finos Saturados.
L. Zeevaert División de Estudios de Posgrado,
Facultad de Ingeniería.

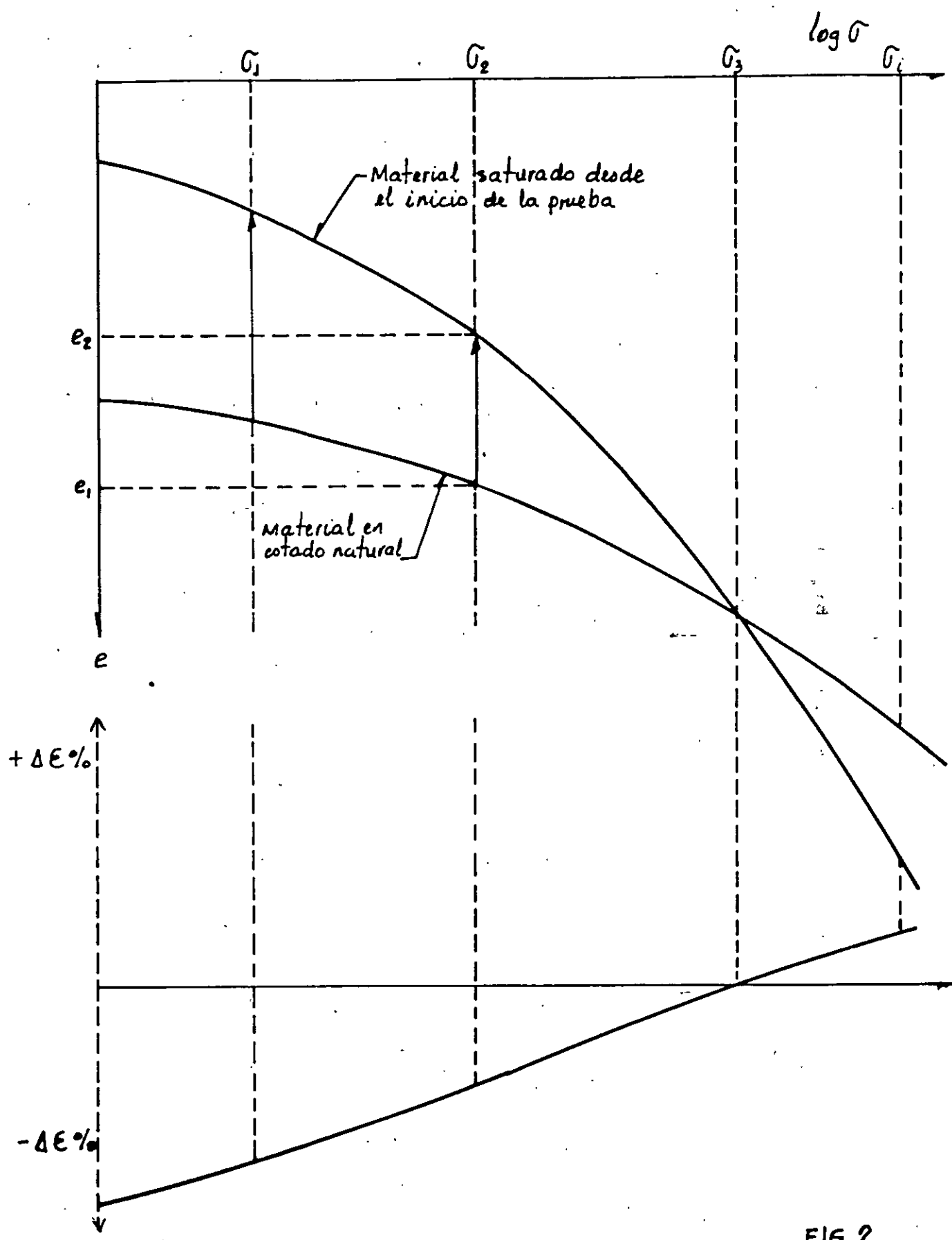
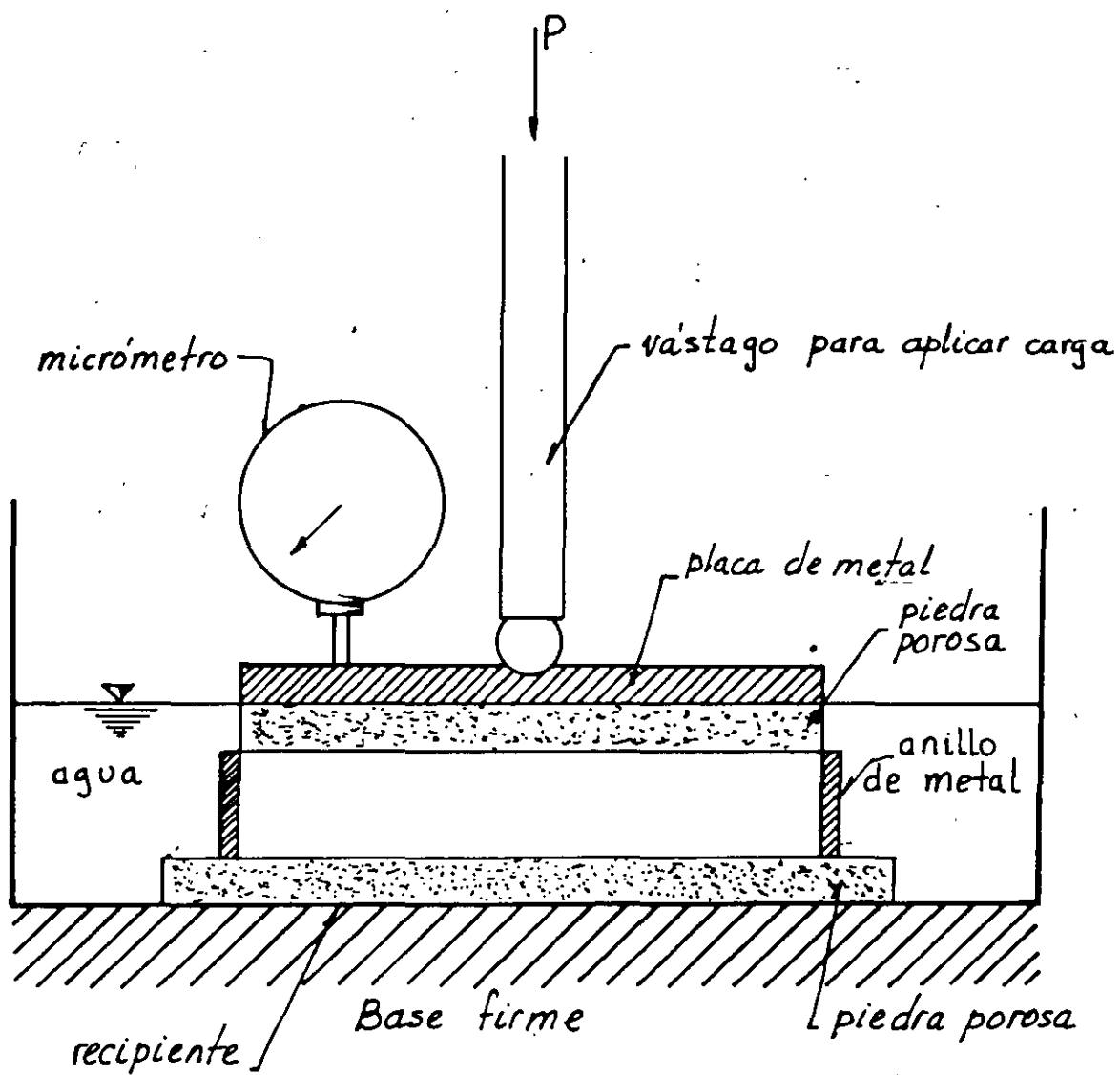


FIG. 2

Tomado de ref. 2



ODOMETRO

tomado de ref. 2

FIG. 1

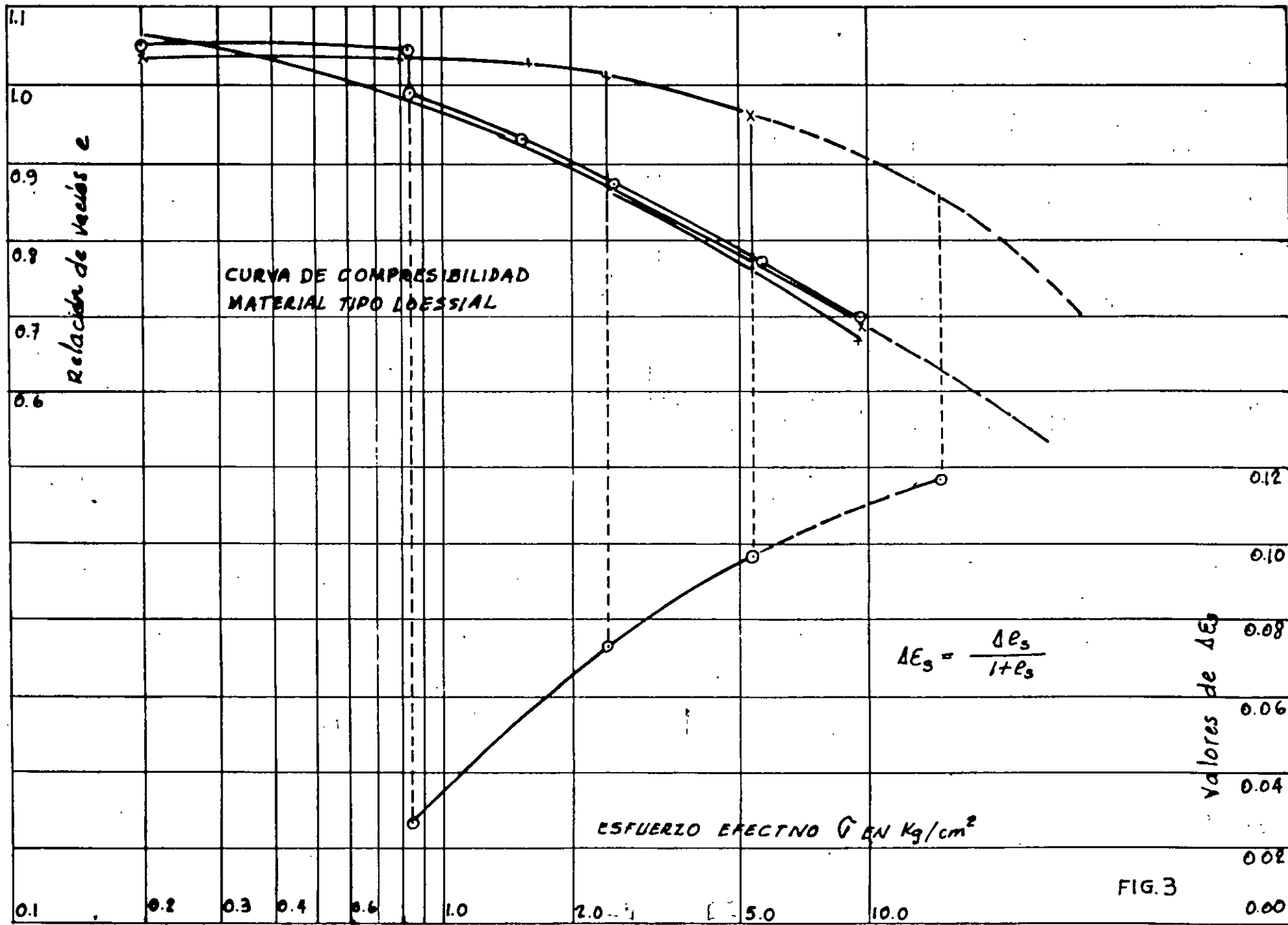
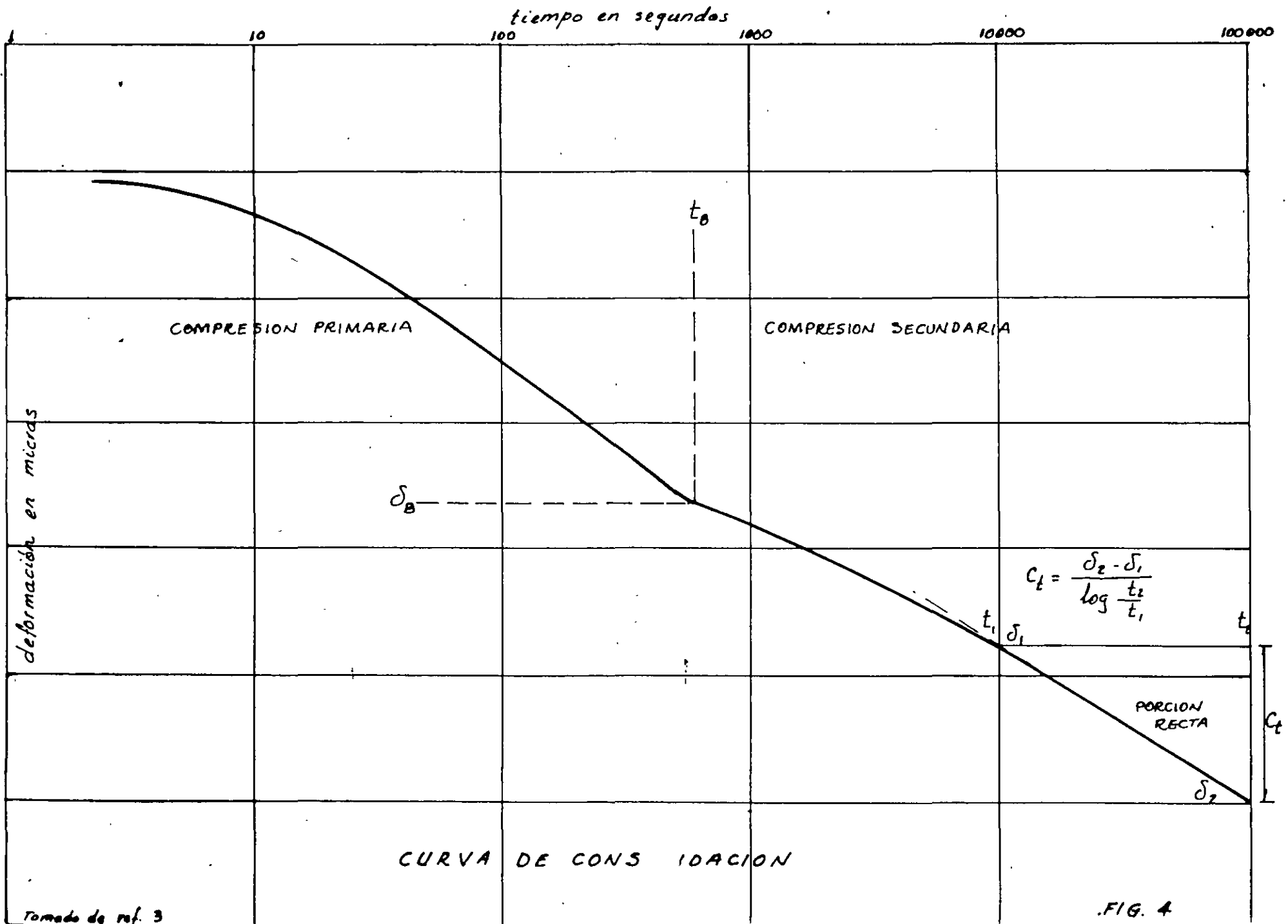


FIG. 3

Tomada de ref. 2



PARAMETROS DE COMPRESIBILIDAD Y CONSOLIDACION

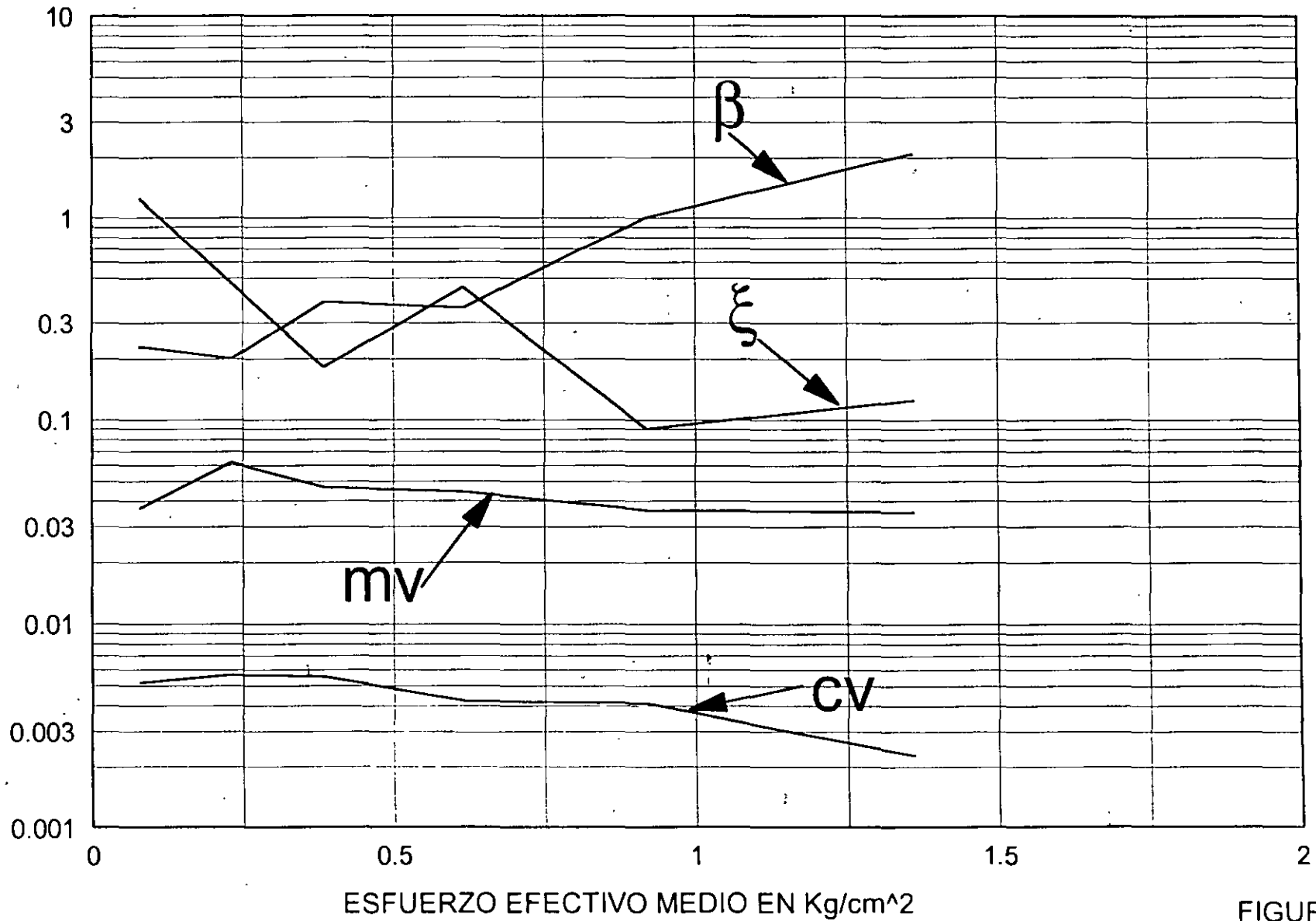
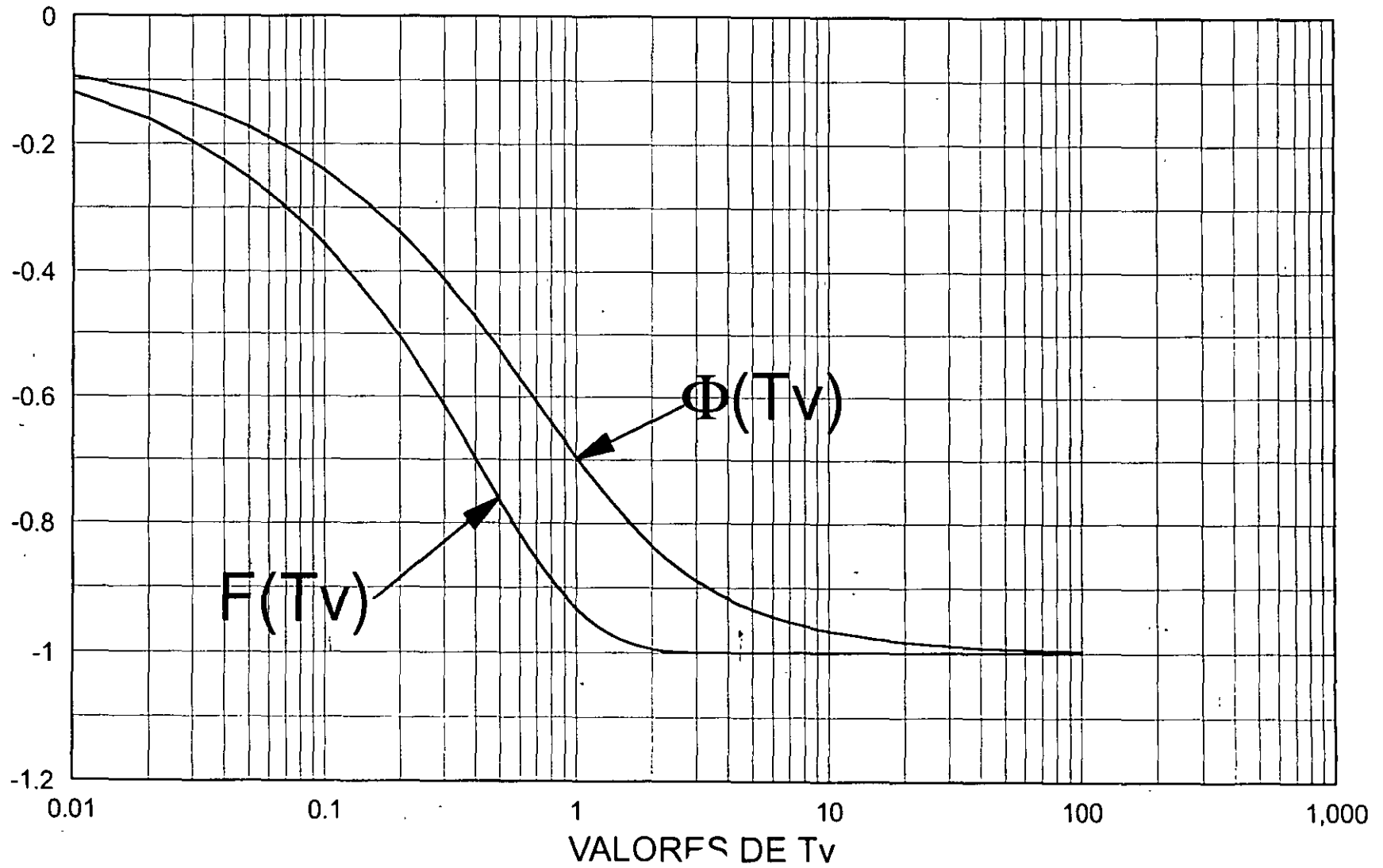


FIGURA 5

239

FUNCIONES DE TERZAGHI



FIGUR. 3

CURVAS HUNDIMIENTO - TIEMPO

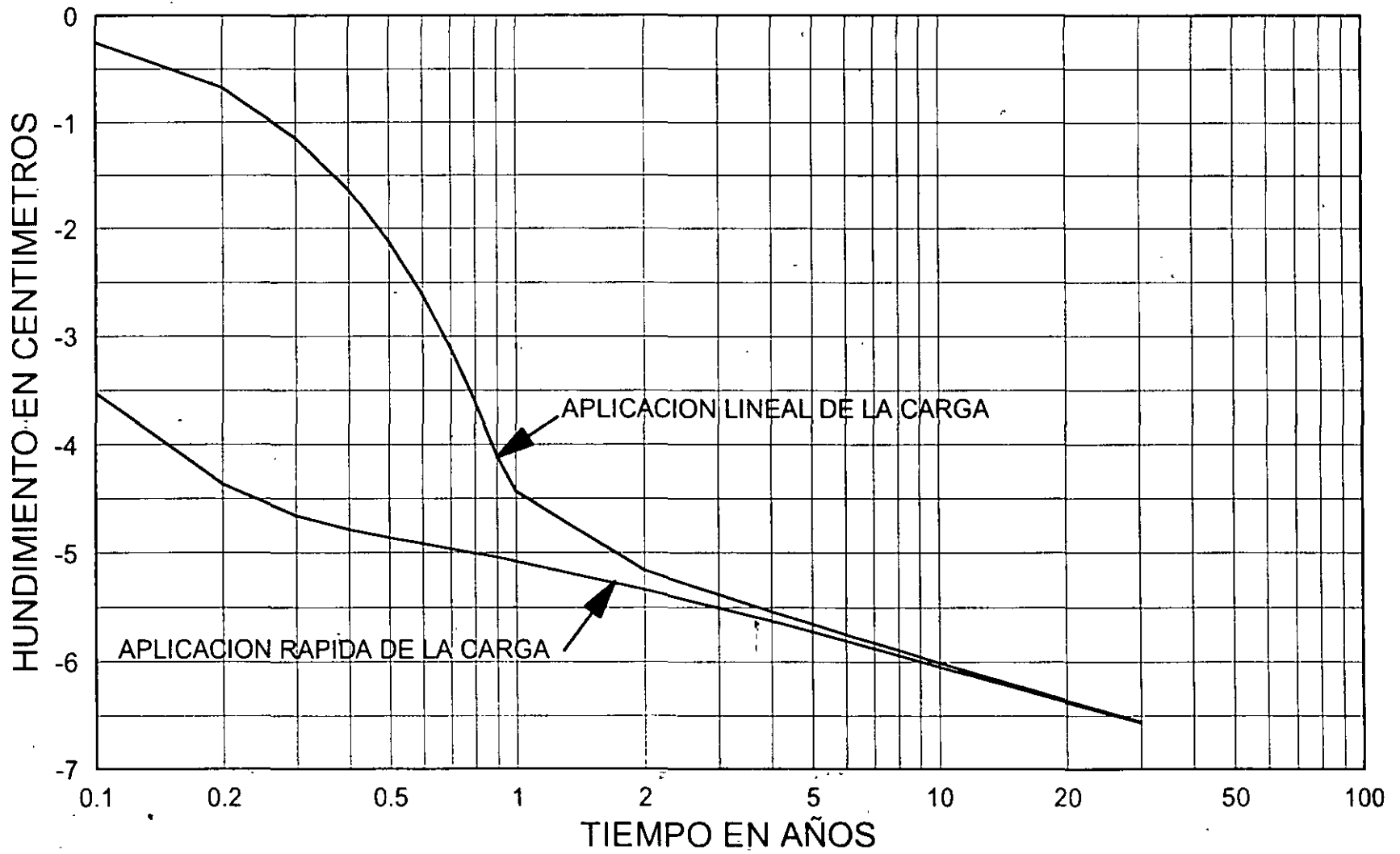


FIGURA 7



**VISCOSIDAD INTERGRANULAR EN
SUELOS FINOS SATURADOS**

Leonardo Zeevaert Wiechers

1a. edición: octubre 1984

D-59

**División de Estudios de Posgrado
Facultad de Ingeniería
U.N.A.M.**

VISCOSIDAD INTERGRANULAR EN SUELOS FINOS SATURADOS
Leonardo Zeevaert Wiechers

1a. edición: octubre 1984

VISCOSIDAD INTERGRANULAR EN SUELOS

FINOS SATURADOS

L. Zeevaert*

SINOPSIS

Los sedimentos finos saturados como arcillas limosas y limos arcillosos que se encuentran en ambientes lacustres, marinos, lagunas marginales y llanuras de inundación cerca de la desembocadura de los ríos presentan generalmente un comportamiento "*viscoso intergranular*" comúnmente conocido como compresión secundaria.

Cuando el subsuelo se encuentra altamente estratificado con intercalaciones de arena, la compresión primaria debido al fenómeno hidrodinámico de la consolidación se verifica rápidamente, mostrándose más evidente la compresión secundaria. El ingeniero de cimentaciones no puede ignorar en estos casos el fenómeno de compresión secundaria, ya que los desplazamientos diferidos por el efecto de la viscosidad intergranular pueden ocasionar hundimientos totales y diferenciales de la cimentación, pudiéndose dañar el proyecto en cuestión.

El autor ha investigado durante varias décadas el fenómeno de viscosidad intergranular. En este trabajo se ofrece una mejor interpretación de la teoría exposta con anterioridad, ⁽¹⁾ así como la determinación de los parámetros que intervienen en dicha teoría.

* Profesor Sección de Mecánica de Suelos. División de Estudios de Posgrado
Facultad de Ingeniería, UNAM

INTRODUCCION

El suelo se encuentra en la naturaleza con un determinado estado de esfuerzos efectivos y presión hidráulica. Al ser colocado en el odómetro para efectuar una prueba de compresibilidad, éste es aliviado del estado de esfuerzos y presiones hidráulicas a la que estaba sometido⁽²⁾. Al ser cargado en el odómetro, se obtiene la recompresión del suelo como indica la rama plana de la curva de compresibilidad (Fig 1). Cuando se rebasa el "esfuerzo crítico" de compresión confinada σ_b se observa un quiebre en la curva de compresibilidad el cual se origina por la falla interna de la estructura del suelo al alcanzarse su resistencia al esfuerzo cortante. Teóricamente, el quiebre puede valorizarse por medio de la siguiente ecuación.

$$\sigma_b = \frac{1 - \nu}{1 - 2\nu} (2c) \quad (1)$$

en donde ν representa el valor de la relación de Poisson en el momento del quiebre y c es la resistencia al esfuerzo cortante del suelo. El valor de ν en el quiebre de la curva tiende a ser del orden de 0.25, o bien $\sigma_b/2c \approx 1.5$.

La rama inclinada de la curva de compresibilidad representa la compresión del suelo para una nueva condición estructural impuesta por el confinamiento que le proporciona el anillo del odómetro. Las deformaciones volumétricas unitarias en esta rama de la curva de compresibilidad, cerca del quiebre, son grandes comparadas con las de la curva antes del esfuerzo crítico σ_b (Fig 1). En este tipo de suelos la rama inclinada no debe usarse para diseño si se quieren evitar fuertes desplazamientos verticales.

En el rango de los esfuerzos de la recompresión las curvas de consolidación muestran la configuración que indica la Fig 2. Dicha configuración depende del coeficiente de consolidación del suelo c_v , de la viscosidad intergranular de éste, del espesor del estrato y de las condiciones de drenado. La magnitud de la viscosidad intergranular es, sin embargo, una función importante del nivel de esfuerzos cortantes que se generan durante la prueba del odómetro.

El objetivo del trabajo que se presenta se limita a efectuar la confrontación

de la teoría que se expone con los resultados de pruebas del odómetro para curvas de consolidación realizadas a niveles de esfuerzos menores del esfuerzo crítico.

CONSIDERACIONES TEORICAS

La teoría se establece por medio de dos hipótesis fundamentales, ⁽¹⁾ a saber

- 1) El suelo está constituido por dos estructuras básicas, la primera está formada por granos microscópicos carentes de cohesión, y la segunda por flóculos de granos submicroscópicos que forman aglomeraciones de minerales de arcilla.
- 2) Ambas estructuras se encuentran saturadas con agua. La primera representa la compresión primaria, y la segunda, un comportamiento altamente viscoso intergranular o compresión secundaria debido a las fuerzas cortantes que se originan en los contactos intergranulares (Fig 3).

Al someterse el suelo a un incremento de carga unitaria Δp se origina un cambio volumétrico de la estructura primaria $\Delta \epsilon_{v1}$, y de la secundaria $\Delta \epsilon_{v2}$. Es evidente que el cambio total por el efecto de la compresión de las dos estructuras consideradas será

$$\Delta \epsilon_v = \Delta \epsilon_{v1} + \Delta \epsilon_{v2} \quad (2)$$

Dichos cambios volumétricos son retardados por el fenómeno hidrodinámico de la consolidación. Para analizar el fenómeno físico que se presenta usaremos dos modelos reológicos.

- a) La compresión primaria se analiza por medio del modelo de Kelvin, el cual puede ser correlacionado con el modelo reológico de Terzaghi, que implica que la compresión primaria tiende a ser finita.
- b) La compresión secundaria se analiza con un modelo propuesto por el autor denominado Unidad -Z, el cual representa el comportamiento viscoso intergranular del suelo ⁽¹⁾.

MODELO DE KELVIN

El modelo de Kelvin queda representado por dos elementos en paralelo (Fig 4a). Un elemento es resistente y capaz de tomar carga permanente al final del proceso primario, y el otro, representa un amortiguamiento Newtoniano de fluidez lineal ϕ_1 . Por consiguiente, se pueden establecer las siguientes condiciones

De equilibrio

$$\Delta p = \Delta \sigma_1 + \Delta \sigma_{N1} \quad (3)$$

De deformación volumétrica unitaria

$$\Delta \epsilon_{v1} = \Delta \epsilon_1 = \Delta \epsilon_{N1} \quad (4)$$

De esfuerzo-deformación volumétrica unitaria

$$\Delta \epsilon_1 = \alpha_1 \Delta \sigma_1 \quad (5)$$

$$\Delta \dot{\epsilon}_N = \phi_1 \Delta \sigma_{N1} \quad (6)$$

Resolviendo para el valor de $\Delta \dot{\epsilon}_{v1}$, se encuentra la siguiente ecuación diferencial del fenómeno primario.

$$\Delta \dot{\epsilon}_{v1} + \frac{\phi_1}{\alpha_1} \Delta \epsilon_{v1} = \phi_1 \Delta p \quad (7)$$

integrando, se obtiene

$$\Delta \epsilon_{v1} = \alpha_1 \Delta p (1 - e^{-\phi_1 t / \alpha_1}) \quad (8)$$

Para un número grande de unidades se puede escribir

$$\Delta \epsilon_{v1} = \Delta p (\Sigma \alpha_1 - \Sigma \alpha_1 e^{-\phi_1 t / \alpha_1}) \quad (9)$$

considerando que $\Sigma \alpha_1 = \alpha$ representa la compresibilidad, se obtiene finalmente

$$\Delta \epsilon_{v1} = \alpha \Delta p \left(1 - \Sigma \frac{\alpha_1}{\alpha} e^{-\phi_1 t / \alpha_1} \right) \quad (10)$$

Por otro lado, de la teoría de consolidación de Terzaghi se obtiene

$$\Delta \epsilon_{v1} = m_v \cdot \Delta p \left(1 - \Sigma \frac{2}{M} e^{-M \cdot T_v} \right) \quad (11)$$

en donde $T_v = c_v \cdot T / H^2$ es el factor tiempo primario, y $M = (2m - 1)^2 \pi^2 / 4$.

Si comparamos las ecuaciones 10 y 11 vemos que el modelo de Kelvin y el de Terzaghi son equivalentes. Su correspondencia queda establecida por medio de las siguientes relaciones

$$\frac{\alpha_1}{\alpha} = \frac{2}{M} \quad \text{y} \quad \frac{\phi_1}{\alpha_1} = M c_v / H^2$$

de donde se obtiene

$$\alpha = m_v \quad \text{y} \quad \frac{\phi_1}{\alpha} = \frac{2 c_v}{H^2} \quad (12)$$

- Del análisis anterior queda establecido para la compresión el uso de la función de Terzaghi; $F(T_v)$, luego podemos escribir

$$\Delta \epsilon_{v1} = m_v \cdot \Delta p \cdot F(T_v) \quad (13)$$

UNIDAD -2

La Unidad -2 queda constituida por dos elementos en paralelo a semejanza del modelo de Kelvin, esto es, uno Newtoniano de fluidez no lineal que representa la fluidez intergranular que disminuye con el tiempo, y el otro que representa un amortiguador Newtoniano de fluidez lineal, ϕ_2 , el cual retarda la

deformación volumétrica unitaria de la estructura secundaria (Fig 4b). Se establecen para esta Unidad las siguientes condiciones.

De equilibrio

$$\Delta p = \Delta \sigma_2 + \Delta \sigma_{N2} \quad (14)$$

De deformación volumétrica unitaria

$$\Delta \epsilon_{v2} = \Delta \epsilon_2 = \Delta \epsilon_{N2} \quad (15)$$

De esfuerzo-deformación volumétrica unitaria

$$\dot{\Delta \epsilon}_2 = \frac{a}{b+t} \Delta \sigma_2 \quad (16)$$

$$\dot{\Delta \epsilon}_{N2} = \phi_2 \Delta \sigma_{N2} \quad (17)$$

Resolviendo para $\dot{\Delta \epsilon}_{v2}$, se obtiene la siguiente ecuación diferencial para la Unidad -2

$$\dot{\Delta \epsilon}_{v2} = \frac{a}{b + a/\phi_2 + t} \cdot \Delta p \quad (18)$$

Integrando y considerando que para $t = 0$, $\Delta p = \Delta \sigma_{N2}$ de la ec. 17 y 18 se obtiene $b = 0$, por consiguiente

$$\Delta \epsilon_{v2} = 2.31 a \Delta p \log \left(1 + \frac{\phi_2}{a} \cdot t \right) \quad (19)$$

La ec. 19 se puede escribir en forma conveniente como sigue

$$\Delta \epsilon_{v2} = 2.31 a \Delta p \log \left(1 + \frac{\phi_2}{a} \cdot \frac{\alpha}{\phi_1} \cdot \frac{\phi_1}{\alpha} t \right)$$

Llamemos $2.31 a = m_t$ un valor medio para el incremento sostenido de Δp . De las relaciones Kelvin-Terzaghi se obtiene

$$\frac{\alpha}{a} = 2.31 m_v/m_t \quad \text{y} \quad \frac{\phi_1}{\alpha} = 2c_v/H^2$$

Definiendo $m_t/m_v = \beta$ se encuentra para la compresión volumétrica unitaria del fenómeno de viscosidad intergranular

$$\Delta \epsilon_{v2} = m_t \log \left(1 + \frac{4.62}{\beta} \frac{\phi_2}{\phi_1} T_v \right) \Delta p \quad (20)$$

en donde

$$\frac{4.62}{\beta} \frac{\phi_2}{\phi_1} = \xi \quad (21)$$

El valor de ξ es un parámetro adimensional que se determina de las pruebas. Nótese que $c_v \xi/H^2 = 1/\tau$ es el inverso de un tiempo, que representa el tiempo de relajamiento de la compresión secundaria, así pues

$$\xi = \frac{H^2}{\tau c_v} \quad (22)$$

La ec. 20 también se puede escribir

$$\Delta \epsilon_{v2} = m_t \log (1 + t/\tau) \Delta p \quad (23)$$

Nótese que los valores de τ para la misma deformación volumétrica unitaria se encuentran en la siguiente proporción.

$$\frac{\tau_1}{\tau_2} = \frac{H_1^2}{H_2^2} \quad (24)$$

De la ec. 2 se puede escribir en forma adimensional para la deformación total volumétrica unitaria

$$\frac{\Delta \epsilon_v}{m_v \Delta p} = F(T_v) + \beta \log (1 + \xi T_v) \quad (25)$$

- 8 -

por tanto

$$\Delta \varepsilon_v = m_v \cdot \Delta p \cdot \Omega$$

en donde Ω representa la configuración de las curvas de consolidación incluyendo el fenómeno de viscosidad intergranular. En la Fig 5, se ha dibujado una familia de curvas para un valor fijo de β haciendo variar el valor de ξ . De estas configuraciones se puede juzgar la importancia de la consolidación secundaria. Nótese que para $\beta = 0$, esto es, $m_t = 0$, no existe la consolidación secundaria, y por tanto, la curva límite sería la correspondiente a $F(T_v)$. A medida que ξ crece para cualquier valor fijo de β , la curva límite de viscosidad intergranular tiende a ser una línea recta en escala semi-log, e inmediatamente después del quiebre de dicha curva (Fig 5). Lo anterior ocurre cuando $\phi_2 = \phi_1$ de donde resulta un valor teórico límite de $\xi = 5.0$.

Los parámetros m_v , c_v , β y ξ son funciones del nivel de esfuerzo sobre el cual se aplica un incremento Δp de carga unitaria que produce el fenómeno de consolidación y pueden ser determinados de la prueba del odómetro. Los parámetros que se citan tienen el siguiente significado.

- m_v , coeficiente de compresibilidad volumétrica unitario para la consolidación primaria
- c_v , coeficiente de consolidación del fenómeno primario
- β , factor que mide la magnitud relativa del fenómeno viscoso intergranular
- ξ , factor adimensional que modifica el valor de $T_v = c_v t/H^2$ en el fenómeno viscoso intergranular, ec. 25.

METODO DE AJUSTE PARA DETERMINAR PARAMETROS

Para la determinación y análisis de los parámetros que intervienen en la ec. 25, se utiliza dicha ecuación en la siguiente forma

$$\hat{\delta} = \delta_v F(T_v) + C_t \log (1 + t/1) \quad (26)$$

Se observa de las configuraciones de la Fig 5, que para un valor de $T_v = 2.0$, se obtiene $F(T_v) \approx 1$, que corresponde aproximadamente al lugar donde la curva sufre una inflexión en su curvatura. Este punto se designa por B con coordenadas δ_B, t_B . Además, se escoge otro punto, F, lo más alejado posible del quiebre de la curva de consolidación, esto es, al final de la zona recta en escala semi-log de la compresión secundaria, con coordenadas δ_F, t_F . Para estos dos puntos se obtiene, según la ec. 26,

$$\delta_B - \delta_F = 0.43 C_t \ln \frac{1 + t_B/1}{1 + t_F/1} \quad (27)$$

resolviendo la ec. 27 para el valor de τ se obtiene

$$\tau = \frac{e^a t_F - t_B}{1 - e^a} \quad (28)$$

en donde $a = 2.31 (\delta_B - \delta_F)/C_t$.

El valor de C_t se determina de la pendiente de la curva en la zona recta de la ley logarítmica para dos puntos sobre ésta

$$C_t = \frac{\delta_2 - \delta_1}{\log t_2/t_1} \quad (29)$$

Conociendo el valor de τ , se calcula δ_v por medio de

$$\delta_v = \delta_B - C_t \log (1 + t_B/\tau) \quad (30)$$

Como primera aproximación para el valor de c_v , se utiliza $\delta_v/2$ encontrando en la curva un valor para t_{50} , que corresponde al 50% de compresión primaria, esto es, para $T_v = 0.2$ y $F(T_v) = 0.5$, de donde

$$c_v = 0.2 H^2/t_{50} \quad (31)$$

- 10 -

Enseguida se calcula $\xi = H^2/\tau c_v$ y se entra en la siguiente ecuación para el 50% de consolidación

$$\delta_{50} = \delta_v/2 + C_t \log (1 + 0.2\xi) \quad (32)$$

Con un nuevo valor de δ_{50} , calculando de la ec. 32, se encuentran nuevos valores de t_{50} , c_v y ξ respectivamente. Se repite el cálculo, y usando la ec. 32 nuevamente, se encuentra un valor mejorado de δ_{50} . Se prosigue con la iteración hasta que los valores de c_v y ξ ya no cambien substancialmente.

Los parámetros que intervienen en la ec. 25 podrán ser calculados por medio de las expresiones que se proporcionan a continuación para un determinado nivel de esfuerzo medio $p + 1/2 \Delta p$ correspondiente a cada una de las curvas de consolidación obtenidas en el odómetro, respectivamente.

$$m_v = \frac{\delta_v}{2H \Delta p}, \quad m_t = \frac{C_t}{2H \cdot \Delta p}, \quad \beta = \frac{m_t}{m_v} \quad (33)$$

Los valores de c_v y ξ serán los obtenidos anteriormente durante el método de ajuste.

Con el objeto de ilustrar el procedimiento de ajuste, se utiliza una curva de consolidación obtenida en el odómetro en una arcilla limosa inalterada con un contenido de agua de 288%, (Fig 6). El incremento de esfuerzo unitario usado $\Delta p = 0.6 \text{ k/cm}^2$ fue aplicado a un nivel de esfuerzo de 1.2 k/cm^2 con un espesor de la probeta de $2H = 1.72 \text{ cm}$. El esfuerzo crítico $\sigma_b = 3.7 \text{ K/cm}^2$ se muestra en la curva de compresibilidad para el suelo ensayado (Fig 1).

El punto B elegido cuando la curva cambia de curvatura y el punto F, (Fig 6), tienen los siguientes valores en micras, μ y segundos, t , a saber

$$\text{Punto B} \quad \delta_B = 135 \mu, \quad t_B = 800 \text{ seg}$$

$$\text{Punto F} \quad \delta_F = 248 \mu, \quad t_F = 100,000 \text{ seg}$$

El valor de C_t se determina en la zona recta de la curva y se obtiene un valor de 60 μ . Con la ec. 28 se obtiene

$$a = 2.31 (135 - 248)/60 = - 4.3505$$

de donde el valor de $\tau = 496.4$ seg. Aplicando la ec. 30, se calcula:

$$\delta_v = 135 - 60 \log (1 + 800/496.4) = 110.0 \mu$$

Entrando a la curva de laboratorio, (Fig 6), con $\frac{1}{2} \delta_v = 55.0$, se obtiene $t_{50} = 59$ seg, de donde los valores:

$$c_v = 0.2 (0.86)^2 / 58 = 2.550 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{seg}$$

$$\xi = (0.86)^2 / c_v \cdot \tau = 0.584$$

Para mejorar los valores de c_v y ξ , se utiliza la ec. 32

$$\delta_{50} = 55.0 + 60 \log (1 + 0.584 \cdot 0.2)$$

$$\delta_{50} = 57.87 \mu$$

Entrando nuevamente en la curva de la Fig 6, con 57.9 μ se determina $t_{50} = 60$ seg y se calcula nuevamente $c_v = 2.465 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{seg}$ y $\xi = 0.604$. Como los valores mejorados de c_v y ξ muestran suficiente precisión se suspende la iteración, por lo que la curva teórica queda de la siguiente manera:

$$\delta = 110.0 F(T_v) + 60 \log (1 + 0.604 T_v) \quad (34)$$

en donde $T_v = (3.333 \times 10^{-3})t$

Para confrontar el ajuste de la curva teórica con la de laboratorio, se calcularon los valores de δ con la ec. 34 y se registraron en la Fig 6. Se puede reconocer que la concordancia entre la curva teórica y la obtenida en el ----

odómetro se muestra muy satisfactoria. Sin embargo, en la primera fase de la compresión primaria el ajuste no es tan perfecto; lo anterior se puede atribuir principalmente a la descompresión del agua de poro que libera gas en forma de burbujas microscópicas que afectan la permeabilidad del suelo⁽²⁾. Para evitar esto en la prueba, sería necesario efectuar las pruebas del odómetro bajo una presión hidrostática equivalente a la de campo para la cual se obtuvo la muestra. Esta práctica podrá dar mejores resultados en la determinación de los parámetros antes descritos.

Para el comportamiento de la curva que muestra la Fig 6, los parámetros son

- 1) Nivel medio de esfuerzos 1.5 K/cm^2
- 2) Incremento 0.6 K/cm^2
- 3) $m_v = 0.0107 \text{ cm}^2/\text{K}$
- 4) $c_v = 2.465 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{seg}$
- 5) $m_t = 0.00581 \text{ cm}^2/\text{K}$
- 6) $\beta = 0.543$
- 7) $\xi = 0.604$

Usando los parámetros antes encontrados, la curva teórica se expresa por medio de la siguiente ecuación:

$$\Delta \epsilon_v = 0.00642 \{ F(T_v) + 0.543 \log (1 + 0.604 T_v) \}$$

Para el nivel de esfuerzos e incrementos antes citados, $T_v = (3,333 \times 10^{-3}) \text{ t}$.

Otro de los problemas que se suscitan en la prueba del odómetro es la fricción del suelo contra el anillo, la cual aumenta a medida que el suelo se consolida. Lo anterior se puede reducir considerablemente si usan anillo flotantes y un producto repelente al suelo que haga disminuir la fricción. Algunos repelentes, como la gelatina de silicón, pueden reducir la fricción sobre el anillo en forma considerable.

Por otro lado, la membrana de suelo remoldeado que se forma al afinar la pastilla de suelo en el anillo del odómetro, tiende a retrasar el proceso de consolidación en su primera fase, ya que dicha membrana tiene una permeabilidad considerablemente más baja que el suelo inalterado del espécimen. La importancia de lo anterior debe ser investigado para poder efectuar una corrección en el valor del coeficiente de consolidación. Así también, dicha membrana de suelo remoldeado afecta la compresibilidad, haciéndose necesario efectuar la corrección correspondiente.

Finalmente, se puede decir que a pesar de los problemas que presenta el odómetro, los parámetros que se encuentran con su uso tienen precisión suficiente desde un punto de vista práctico, si las probetas son confiables, la prueba se realiza cuidadosamente y se efectúan las correcciones antes mencionadas⁽³⁾.

REFERENCIAS

- (1) "Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions" (1982) by Leonardo Zeevaert, Second Edition. Van Nostrand Reinhold Co. Chapter II. P. 85-114
- (2) "Descompresión en Depósitos de Suelos Impermeables" (1982) por Leonardo Zeevaert. Facultad de Ingeniería, UNAM, División de Estudios de Posgrado.
- (3) "An Investigation of the Factors Affecting Laboratory Consolidation of Clays" (1948) by T. W. Van Zelst, Proc. Second International Conference Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rotterdam Vol. VII, P. 52

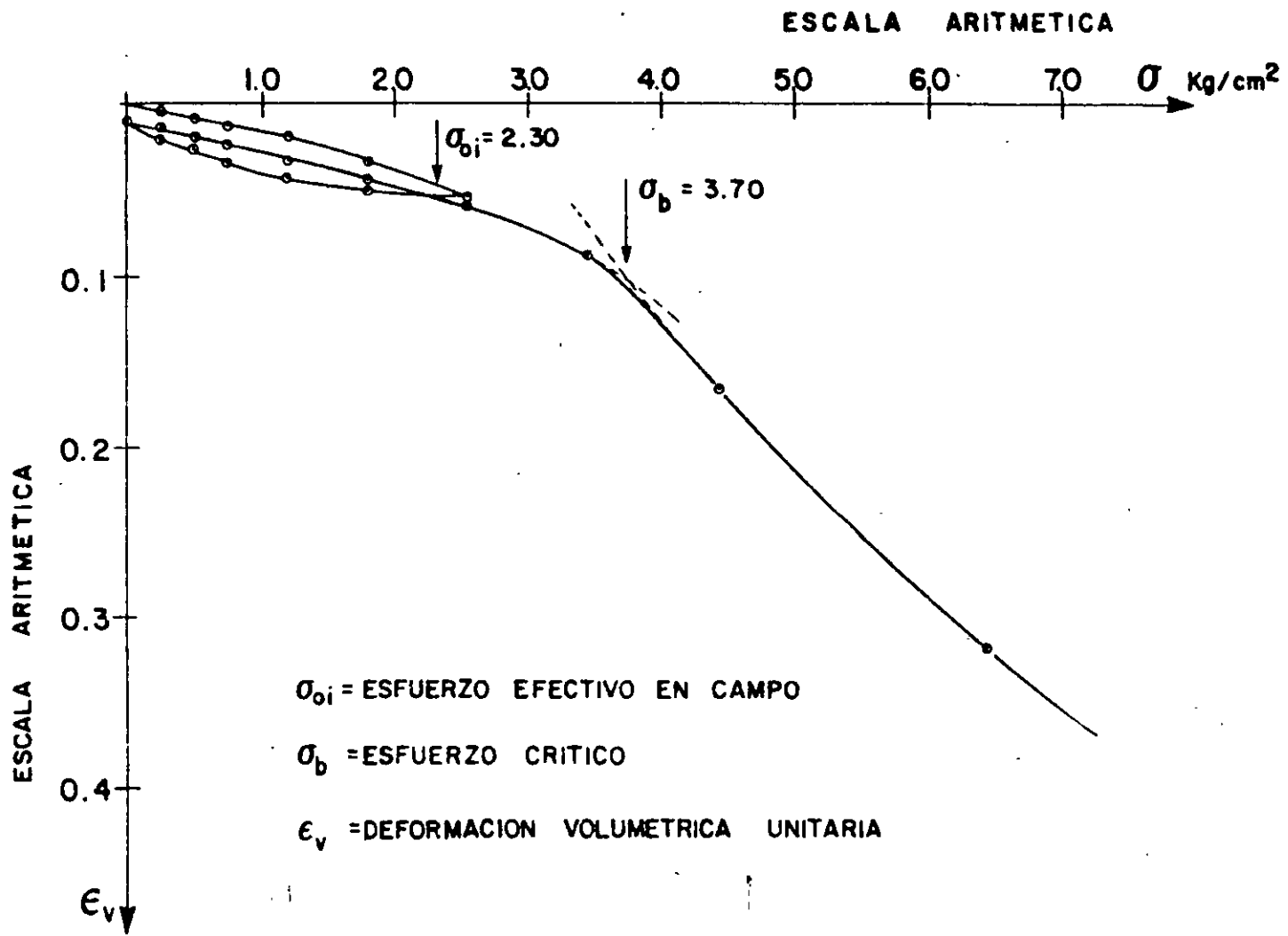


FIG- I CURVA DE COMPRESIBILIDAD

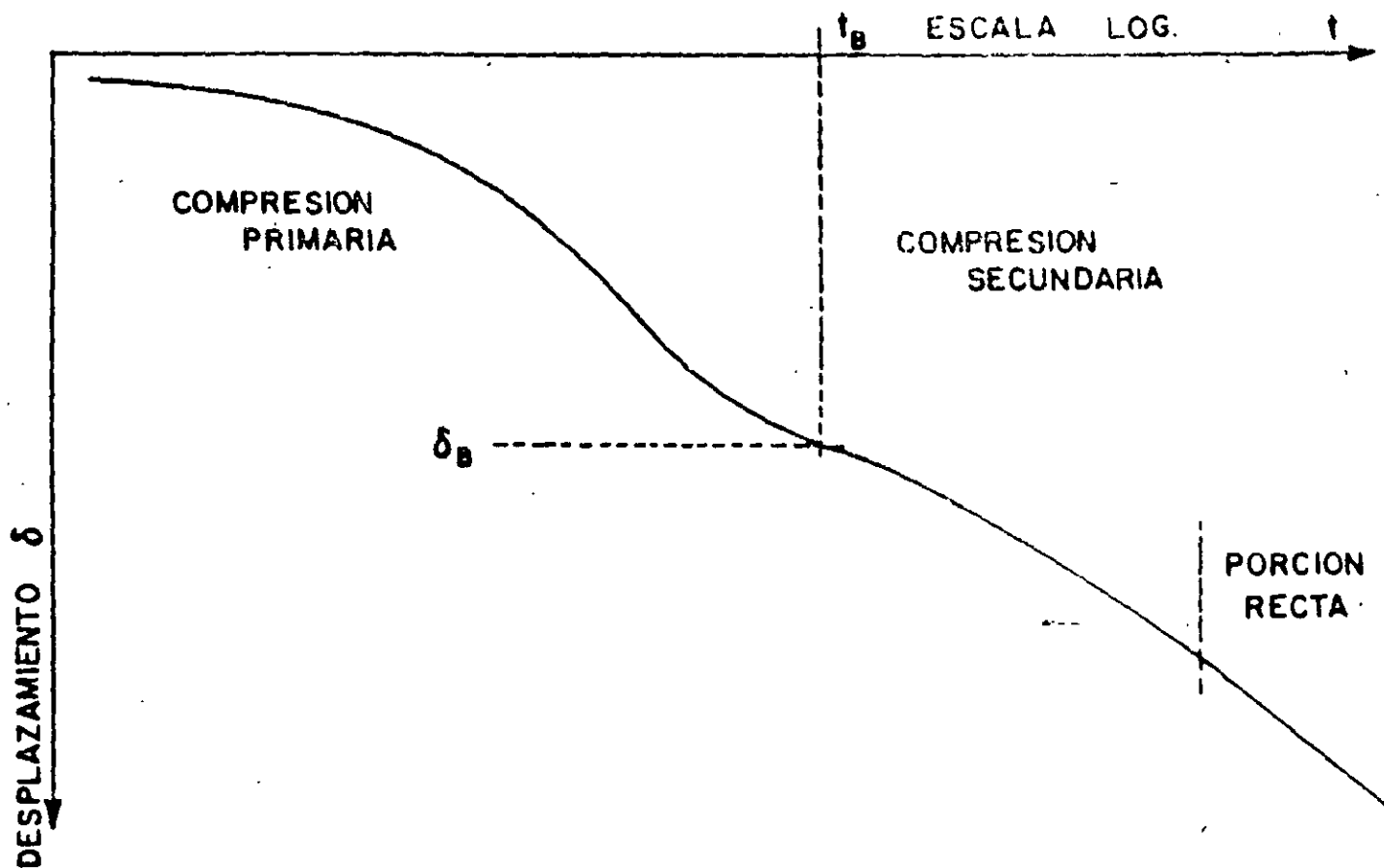
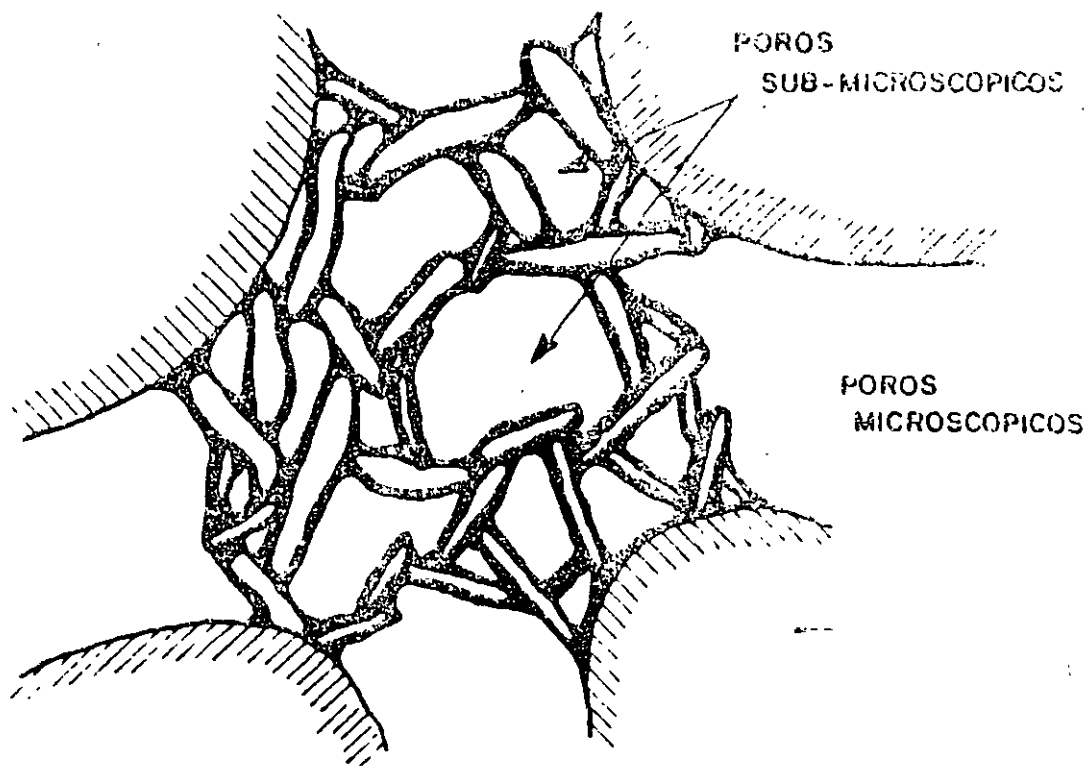


FIG- 2 CURVA DE CONSOLIDACION ANTES DEL ESFUERZO CRITICO



GRANOS GRUESOS MICROSCOPICOS



GRANOS DE MINERALES DE ARCILLA

FIG-3 CONCEPCION ARTISTICA DE AGLOMERACION DE GRANOS SUBMICROSCOPICOS

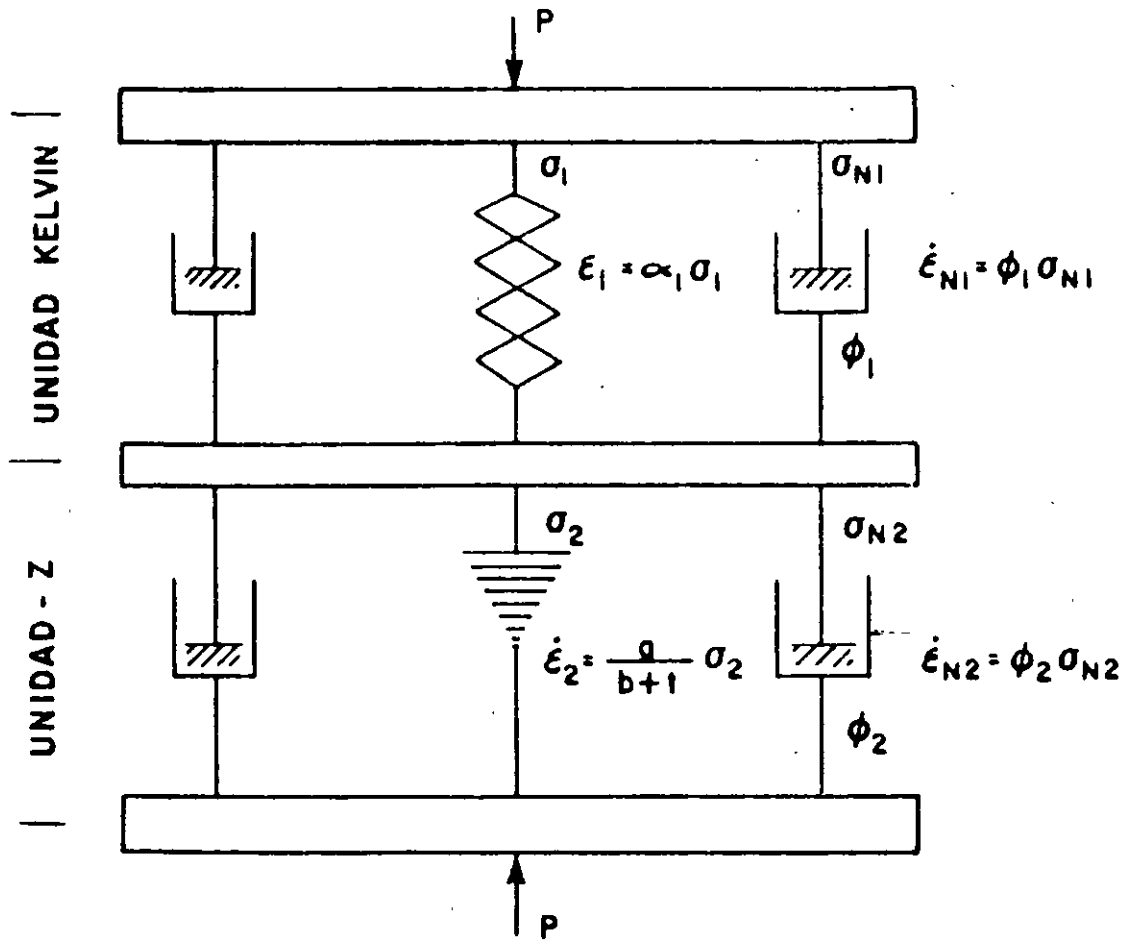


FIG- 4 MODELO REOLOGICO

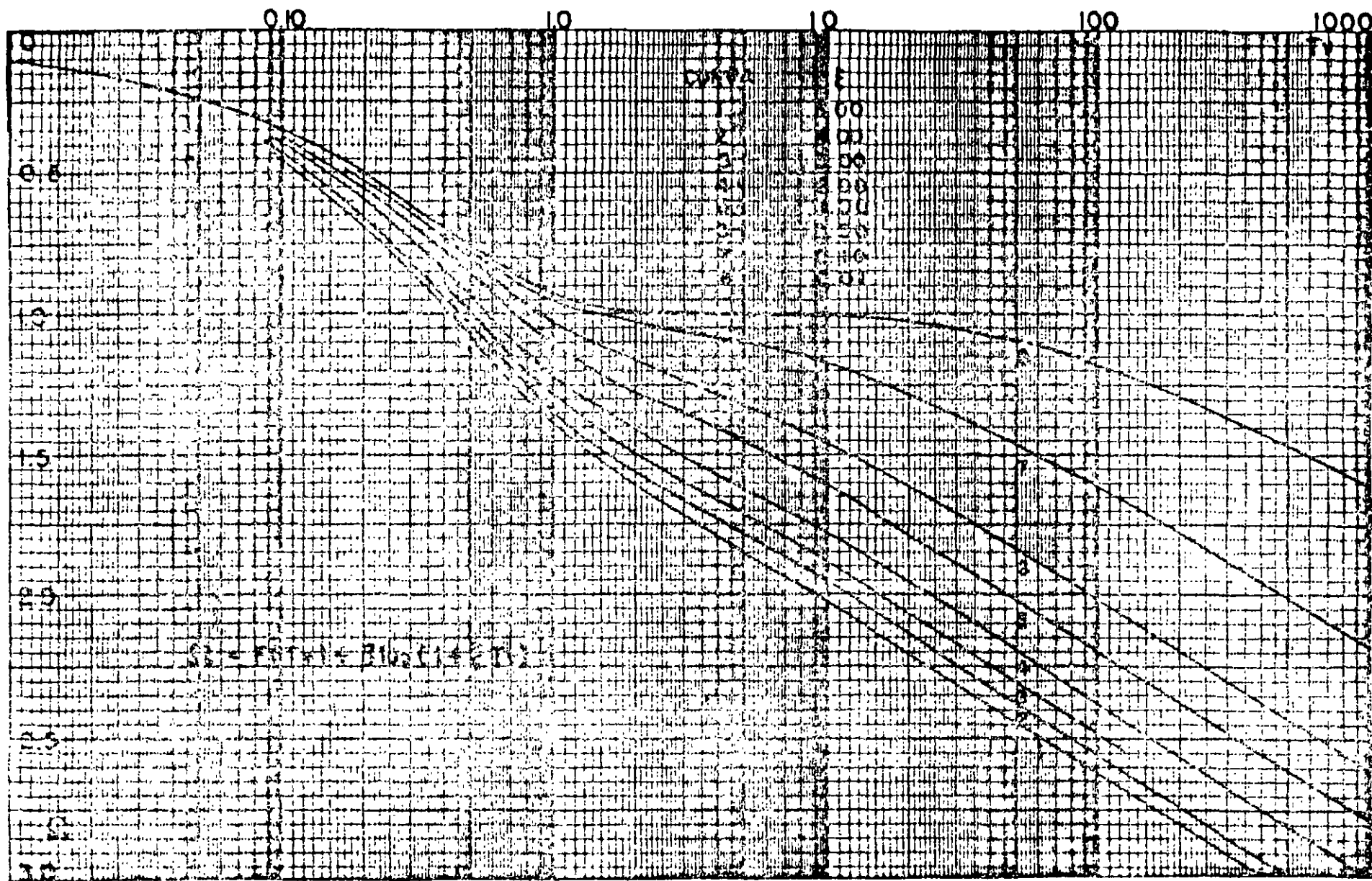


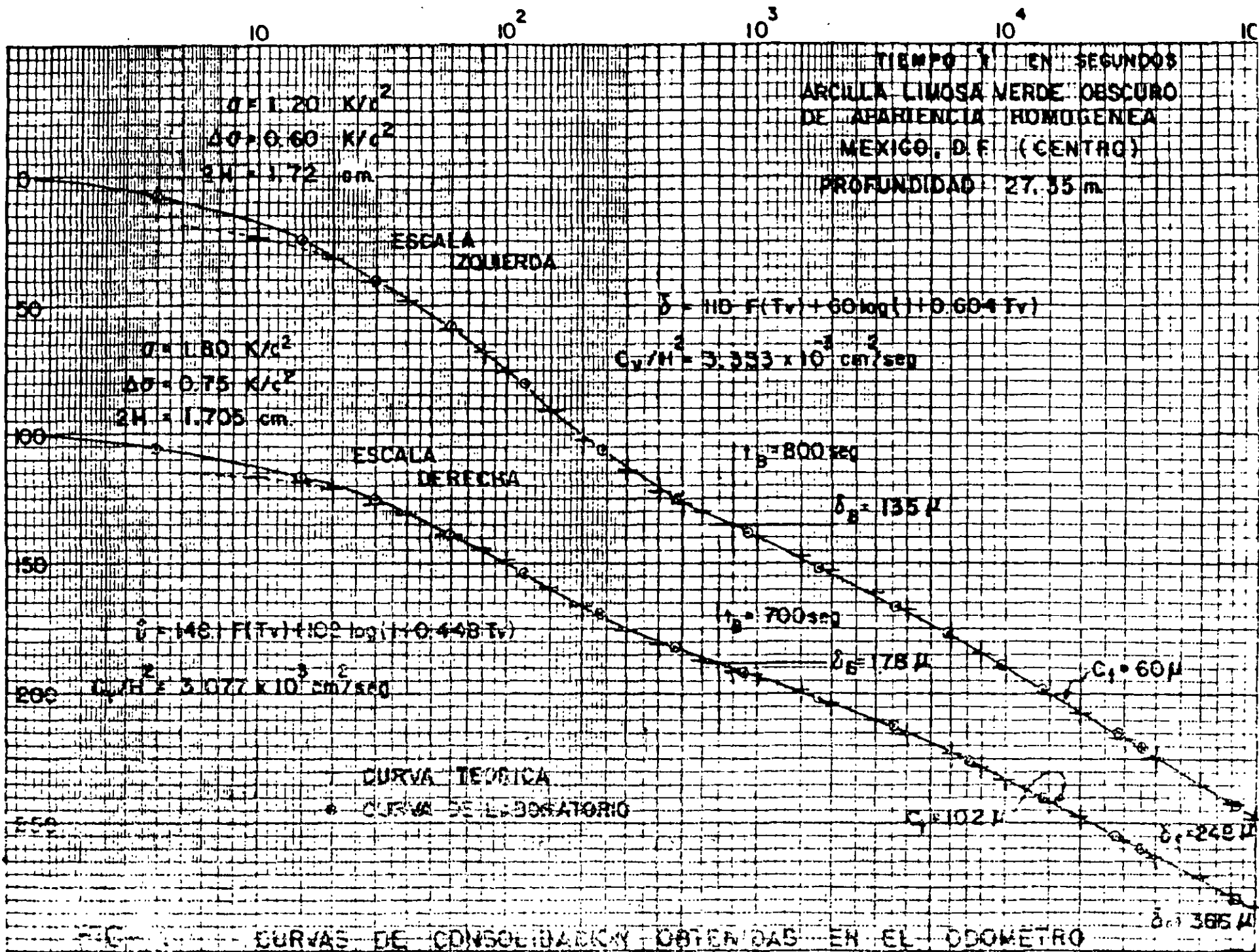
FIG-5. CURVAS TEORICAS DE CONSOLIDACION PARA $\beta = 0.6$

20

3.20

DEFORMACION EN MICRAS

21



3. CIMENTACIONES PROFUNDAS; PILOTES, PILAS Y CILINDROS

CLASIFICACION DE CIMENTACIONES

Se le llama cimentación a la base de la estructura que soporta y que trasmite al subsuelo las cargas de aquélla.

Cada tipo de construcción tendrá una cimentación particular, que depende de la forma en que bajan las cargas y del tipo de suelo de apoyo.

En el Valle de México y en particular en el Distrito Federal se tienen diferentes suelos, con propiedades mecánicas de resistencia, compresibilidad y permeabilidad diferentes. De ahí que se ha dividido en tres zonas:

ZONA DE LOMAS

ZONA DE TRANSICION

-BAJA

-ALTA

ZONA LACUSTRE

-LAGO CENTRO

-LAGO VIRGEN

El sitio donde se vaya a localizar una construcción deberá investigarse para determinar adecuadamente las condiciones del subsuelo, independientemente de la zona a que corresponda.

Las cimentaciones pueden clasificarse en tres grandes grupos:

SOMERAS O SUPERFICIALES

(zapatas, losas)

COMPENSADAS (SEMIPROFUNDAS)

(cajones de cimentación: semicompensados, compensados o sobrecompensados)

PROFUNDAS

(pilotes de fricción, pilotes de punta y pilas)

Cada tipo de cimentación deberá diseñarse para cumplir con lo siguiente:

1. Tener seguridad adecuada contra la aparición de todo estado límite de falla posible ante las combinaciones de acciones más desfavorables que puedan presentarse durante su vida útil
2. No rebasar ningún estado límite de servicio ante combinaciones de acciones que correspondan a condiciones normales de operación.

CLASIFICACION DE CIMENTACIONES

1. Zapatas de muros: Estas zapatas consisten en una franja continua de losa a lo largo del muro y de un ancho mayor que el espesor del mismo. La proyección de la losa de cimentación se trata como un voladizo cargado con la presión distribuida del suelo. La longitud de la proyección, se determina con la capacidad de resistencia del suelo; la sección crítica por flexión se encuentra en el paño del muro. El refuerzo principal se distribuye perpendicularmente a la dirección del muro.

2. Zapatas aisladas e independientes, para columnas: Consisten de losas rectangulares o cuadradas, que pueden tener un espesor constante o que se reduce en la punta del voladizo. Se refuerzan en las dos direcciones y son económicas para cargas relativamente pequeñas o para cimentaciones sobre roca.

3. Zapatas combinadas: Estas zapatas soportan las descargas de dos o más columnas. Son necesarias cuando se debe colocar una columna en la colindancia de un edificio y la losa de la zapata no se puede proyectar fuera de la colindancia. En este caso, una zapata independiente tendría carga excéntrica, dando lugar a una tensión aparente en el suelo de desplante.

Con el objeto de lograr una distribución relativamente uniforme de esfuerzos, la zapata de la columna exterior se puede combinar con la de la columna interior más cercana. Por otra parte, las zapatas combinadas también se utilizan cuando las distancias entre columnas sucesivas son relativamente cortas, como en el caso de un corredor de columnas, pues es más barato construir zapatas combinadas para las columnas.

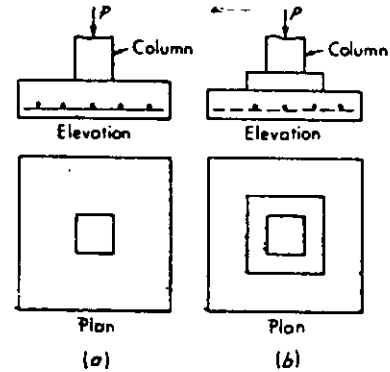
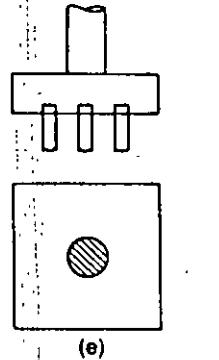
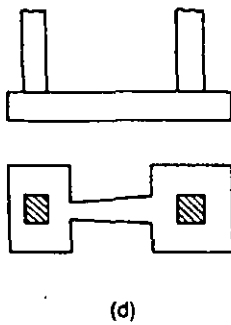
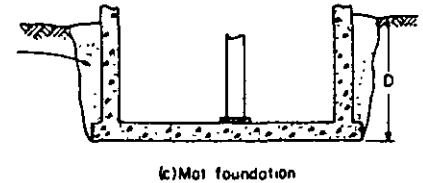
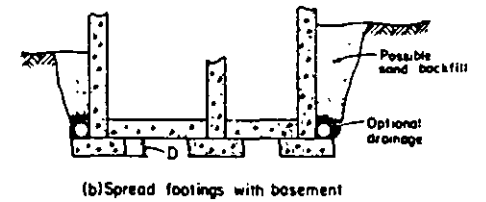
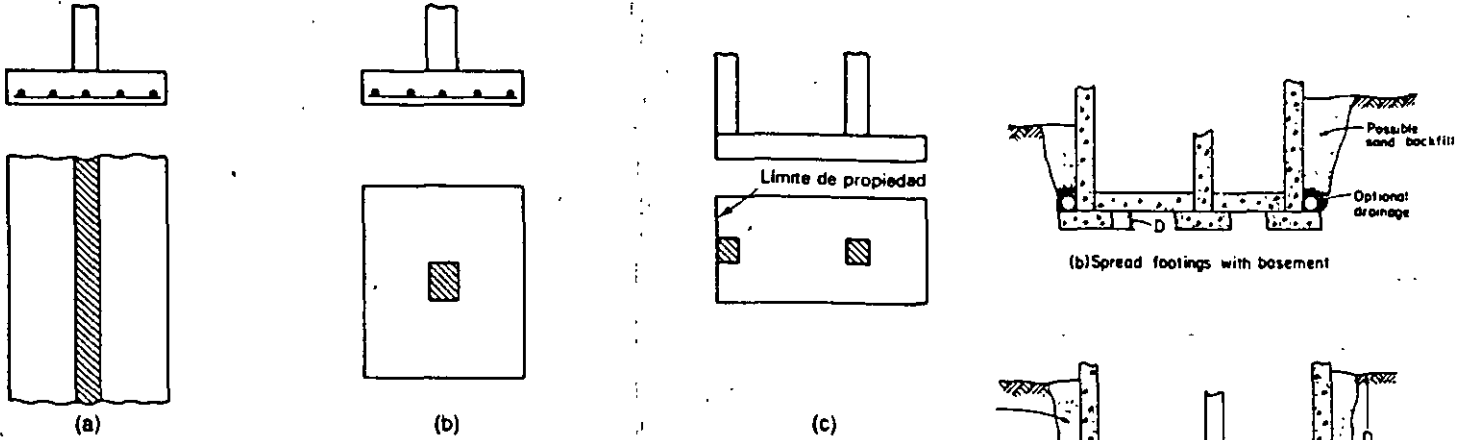
4. Zapatas en voladizo o ligadas: Estas son similares a las zapatas combinadas, excepto que la zapata de la columna exterior y la de la columna interior, se construyen independientemente. Están unidas con una viga de liga para transmitir el efecto del momento flexionante, el cual se produce en la columna exterior debido a la excentricidad de la carga, a la cimentación de la columna interior.

5. Cimentaciones en pilotes: Este tipo de cimentaciones son esenciales cuando el suelo de desplante consiste de estratos poco resistentes muy profundos. Los pilotes se pueden hincar hasta llegar a roca sólida o un estrato duro, o a la profundidad necesaria dentro del suelo, para que la pila desarrolle su capacidad permisible por medio de la resistencia de fricción o una combinación de ambos. Los pilotes pueden ser prefabricados y por lo tanto se hincan en el suelo, o colados en el lugar haciendo una perforación que después se rellena con concreto. Los pilotes prefabricados pueden ser de concreto reforzado o presforzado. Otros tipos de pilotes se fabrican de acero o de madera tratada. En todos los tipos los pilotes deben contar con cabezas de concreto reforzado en las dos direcciones, diseñadas apropiadamente.

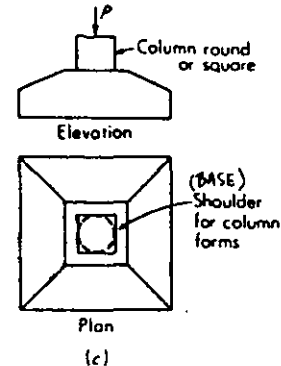
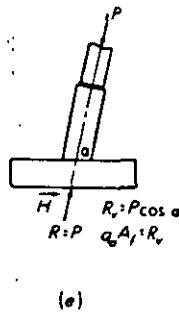
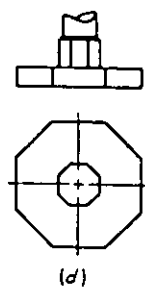
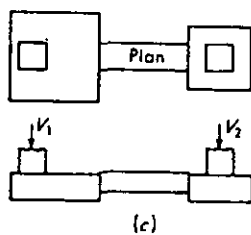
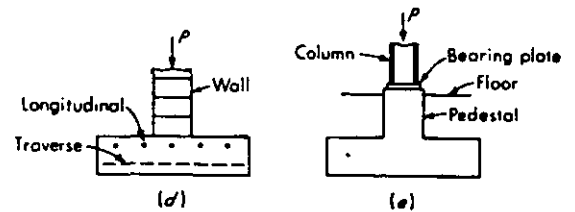
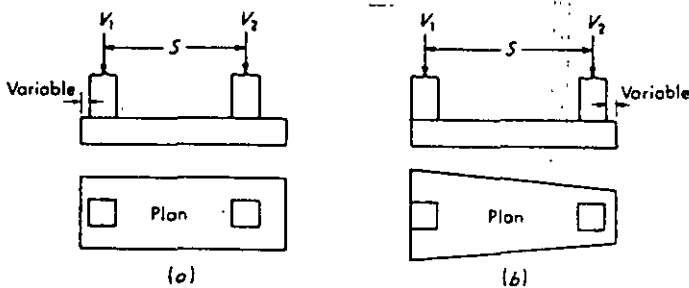
6. Cimentaciones flotantes o losas de cimentación: Estos sistemas de cimentación son necesarios cuando la capacidad de resistencia permisible del suelo es muy baja hasta profundidades grandes, lo cual hace que las cimentaciones con pilotes no sean económicas. En este caso es necesario hacer una excavación lo suficientemente profunda, para que la cantidad de suelo que se remueve sea casi equivalente a la carga de la superestructura. Puesto que es necesario extender la subestructura de la cimentación a toda el área del edificio, se considera que la superestructura flota teóricamente en una balsa. Estas estructuras, que básicamente son sistemas de pisos invertidos, se requieren en suelos que se están consolidando en forma continua.

CIMENTACIONES SUPERFICIALES

Las cimentaciones que se conocen con el nombre de poco profundas o superficiales se refieren a aquellas donde la profundidad de desplante no es mayor que un par de veces el ancho del cimiento ($D_f \leq 2B$). Los tipos más frecuentes de cimentaciones poco profundas son las zapatas aisladas, corridas y las losas de cimentación.



Tipos de cimentaciones: (a) zapata de muro; (b) zapata aislada; (c) zapata combinada; (d) zapatas ligadas; (e) cimentación en pilas



Typical footings.
 (a) Single or spread footings;
 (b) stepped footing;
 (c) sloped footing;
 (d) wall footing;
 (e) footing with pedestal.

Typical special footings considered in this chapter. (a) Combined footing; (b) trapezoidal footing; (c) cantilever or strap footing; (d) octagonal footing; (e) eccentric loaded footing with resultant coincident with area so soil pressure is uniform.

APUNTES DE CIMENTACIONES
8. CIMENTACIONES PROFUNDAS

Agustin Deméneghi Colina*

8.1 Nota preliminar

Se emplea una cimentación profunda cuando los estratos someros del subsuelo no tienen las características necesarias para soportar con seguridad las cargas que transmite una estructura, por lo que se hace necesario apoyar los cimientos en estratos profundos que tengan las condiciones necesarias para cumplir los requisitos de seguridad de una cimentación.

Las cimentaciones profundas más usuales para edificios son las pilas o pilotes, que son columnas que quedan dentro del subsuelo y que sirven para transmitir las cargas a estratos profundos. La diferencia entre pilas o pilotes estriba en el diámetro de su sección horizontal; en las primeras el diámetro es mayor o igual que un metro, mientras que los pilotes suelen tener un lado o diámetro menor o igual que 60 cm. Las pilas usualmente se construyen coladas en el lugar o con el procedimiento del "pozo indio"; los pilotes se pueden colar en el lugar o colarse en la superficie del terreno e hincarse a golpes con un martinete (pilotes precolados).

Anteriormente era común utilizar pilotes de madera hincados a golpes, pero actualmente se emplean pilotes de concreto reforzado o concreto presforzado, o pilotes de acero.

Un aspecto importante durante la construcción de pilas o pilotes consiste en verificar que estos elementos tengan una dirección lo más cercana posible a la vertical. Las Normas de Cimentaciones especifican que "la desviación de la vertical del pilote no deba

* Profesor del Departamento de Geotecnia. División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica. Facultad de Ingeniería. UNAM

ser mayor que $3/100$ de su longitud para pilotes de capacidad de carga por punta y de $6/100$ en los otros casos".

Generalmente se recomienda que la separación entre los centros de pilotes con un diámetro "d" en su cabeza no sea menor que $2.5 d$. Si la separación es menor, el levantamiento del suelo producido por el hincado de los pilotes puede ser excesivo, y el hincado de cada pilote puede desplazar o levantar a los elementos adyacentes. Por otra parte, una separación mayor que $4 d$ puede ser muy costosa, por lo que la separación comúnmente oscila entre los límites anteriores (Terzaghi y Peck 1967).

El hincado de los pilotes ocasiona desplazamientos del estrato blando, y una expansión de la superficie del terreno, lo que produce un remoldeo del suelo y puede provocar daños a las estructuras colindantes. Para evitar esto, en ocasiones se hace una perforación previa en los estratos blandos, cuya área suele ser de $1/2$ a $2/3$ del área de la sección transversal del pilote; es común que esta perforación se suspenda uno o dos metros arriba del nivel de desplante de los pilotes.

Desde el punto de vista de trabajo físico de los pilotes, éstos se dividen en pilas o pilotes de punta, o pilotes de fricción. Los primeros transmiten las cargas de la estructura a un estrato profundo resistente, mientras que los pilotes de fricción no alcanzan un material resistente, quedando "embebidos" en los estratos blandos, por lo que su capacidad de carga la proporciona fundamentalmente la fricción que se genera sobre el área lateral del pilote.

Existen además pilotes de tipo especial que se emplean para ciertas condiciones particulares, como cuando se presenta hundimiento regional.

8.2 Pilas o pilotes de punta

El propósito de una cimentación a base de pilas o pilotes de punta es transmitir las cargas de la estructura a estratos profundos que reúnan las condiciones necesarias para garantizar la estabilidad de la cimentación.

Consideremos un edificio cimentado sobre pilotes de punta, como el mostrado en la fig 8.1. Debido a que el conjunto de pilotes tiene una rigidez mucho mayor que la del terreno adyacente a la losa de cimentación, en esta clase de cimentación la carga total del edificio la toman los pilotes, y lo único que contribuye a la estabilidad de la cimentación es la subpresión de agua que se presenta en la losa de cimentación (fig 8.1).

Estableciendo el equilibrio de fuerzas verticales

$$\Sigma F_{\text{verticales}} = - W_{\text{ed}} - n W_{\text{pil}} + U + n C_{\text{pa}} = 0 \quad (8.1)$$

donde

W_{ed} = peso total del edificio, incluyendo el cajón de cimentación, en toneladas

W_{pil} = peso de un pilote, en toneladas

U = subpresión de agua, en toneladas

C_{pa} = capacidad de carga admisible por punta del pilote, en toneladas

n = número de pilotes

De la ec 8.1 despejamos el número de pilotes

$$n = (W_{\text{ed}} - U) / (C_{\text{pa}} - W_{\text{pil}}) \quad (8.2)$$

La capacidad de carga admisible en la punta de un pilote se obtiene de la siguiente forma

$$C_{\text{pa}} = C_{\text{pd}} / FS + u a_p \quad (8.3)$$

siendo C_{pd} = capacidad de carga última en la punta del pilote
 $C_{pd} = q_d a_p$ (8.4)
 FS = factor de seguridad, el cual, después de que se han tomado en cuenta todos los factores que intervienen en la estabilidad de un pilote, no debe ser menor que 2 (Zeevaert 1973)
 u = presión hidráulica al nivel de desplante del pilote
 a_p = área de la sección transversal del pilote

Existen varias teorías para determinar la capacidad de carga última de un suelo q_d (en unidades de esfuerzo). Veremos en este inciso el criterio de Zeevaert.

Criterio de Zeevaert (1973)

La capacidad de carga última del terreno de cimentación está dada por

$$q_d = \alpha_1 (c N_c + p'_v N_q) (D_r + 0.1) \quad (8.5)$$

donde α_1 = factor de forma, que para pilotes de sección cuadrada o circular vale 1.2
 c = cohesión del suelo
 p'_v = presión vertical efectiva al nivel de desplante del pilote
 D_r = compacidad relativa del suelo
 N_c y N_q son factores de capacidad de carga que dependen del ángulo de fricción interna ϕ del suelo

Los factores de capacidad de carga N_c y N_q son función del desarrollo que alcanza la superficie de falla del suelo (fig 8.2). Si los pilotes se apoyan sobre la superficie de un estrato resistente (sin penetrar dentro de él), entonces $\beta = 0$ y los factores valen:

$$N_c = \tan (45^\circ + \phi/2) + (\exp [(3\pi/2 - \phi) \tan \phi] - 1) / 2 \cos^2 (45^\circ + \phi/2) \tan \phi$$

$$N_q = \exp [(3\pi/2 - \phi) \tan \phi] / 2 \cos^2 (45^\circ + \phi/2) \quad (8.7)$$

Los pilotes pueden penetrar dentro del estrato resistente; Zeevaert hace la hipótesis de que el máximo desarrollo de la superficie de falla se alcanza para $\beta = \phi$ (fig 8.2), en cuyo caso los factores N_c y N_q valen

$$N_c = \tan (45^\circ + \phi / 2) + (\exp [(3\pi/2 + \phi) \tan \phi] - 1) / 2 \cos^2 (45^\circ + \phi/2) \tan \phi \quad (8.8)$$

$$N_q = \cos^2 \phi \exp [(3\pi/2 + \phi) \tan \phi] / 2 \cos^2 (45^\circ + \phi/2) \quad (8.9)$$

Las distancias x y y correspondientes al máximo desarrollo de la superficie de falla (fig 8.2) están dadas por

$$x = B \cos \phi \exp [(3\pi/4 + \phi/2) \tan \phi] / 2 \cos (45^\circ + \phi/2) \quad (8.10)$$

$$y = B \sen \phi \exp [(3\pi/4 + \phi/2) \tan \phi] / 2 \cos (45^\circ + \phi/2) \quad (8.11)$$

Por lo tanto, si los pilotes quedan apoyados sobre la superficie del terreno resistente, se emplean las ecs 8.6 y 8.7 . Si los pilotes penetran dentro del estrato resistente una distancia mayor o igual que "y" (dada por la ec 8.11), se usan las ecs 8.8 y 8.9 . Si los pilotes penetran una distancia menor que "y" , se interpola entre los casos anteriores.

Con frecuencia las operaciones de construcción de pilas o pilotes producen remoldeo del suelo blando alrededor de estos elementos, por lo que se presenta el fenómeno de fricción negativa, que consiste en que el terreno alrededor del pilote se desplaza hacia abajo, "colgándose" del mismo (fig 8.3). Este fenómeno también ocurre en las localidades donde existe hundimiento regional de la superficie del terreno, producido por la consolidación debida al bombeo del agua del subsuelo. La fricción negativa se suma a las acciones que obran sobre el pilote, reduciendo la capacidad de carga de éste, en la forma

siguiente

$$C_{pd} = q_d a_p + u a_p - FN$$

Pero $u = p_v - p'_v$

y $q_d = \alpha_1 (c_u N_c + p'_v N_q) (D_r + 0.1)$

$\therefore C_{pd} = q_d a_p + u a_p - FN$

$$C_{pd} = \alpha_1 c_u N_c (D_r + 0.1) a_p + [\alpha_1 N_q (D_r + 0.1) - 1] p'_v a_p + p_v a_p - FN$$

Pero

$$\alpha_1 N_q [(D_r + 0.1) - 1] p'_v a_p \approx \alpha_1 N_q [(D_r + 0.1)] p'_v a_p$$

$$\therefore C_{pd} = \alpha_1 (c_u N_c + p'_v N_q) (D_r + 0.1) a_p + p_v a_p - FN \quad (8.12)$$

Para obtener la capacidad de carga admisible, el factor de seguridad se aplica al primer término del segundo miembro

$$C_{pa} = [\alpha_1 (c_u N_c + p'_v N_q) (D_r + 0.1) / FS + p_v] a_p - FN \quad (8.13)$$

siendo FN la fricción negativa que obra sobre el pilote.

Fricción negativa

Veremos a continuación el método simplificado de Zeevaert (1973) para valuar la fricción negativa. La transferencia de carga de suelo sobre pilote, en una altura dz de pilote, está dada por (fig 8.4)

$$[\partial(FN)/\partial z] dz = 2 \pi r s dz$$

Denominemos ω al perímetro del pilote $\omega = 2 \pi r \quad (8.14)$

$$\therefore d(FN) = \omega s dz \quad \text{y} \quad FN = \int_0^L \omega s dz \quad (8.15)$$

La resistencia al corte "s" está dada por

$$s = p_h \tan \phi_p \quad (8.16)$$

donde p_h = presión horizontal sobre el pilote
 ϕ_p = ángulo de fricción interna entre suelo y pilote

Valuemos a continuación la presión horizontal en función de la cohesión "c", del ángulo " ϕ " y de la presión vertical p_v . Con el auxilio de la fig 8.5 se puede demostrar que

$$p_h = p_v (1 - \text{sen}^2 \phi) / (1 + \text{sen}^2 \phi) - 2 c \text{sen} \phi \cos \phi / (1 + \text{sen}^2 \phi) \quad (8.17)$$

En la arcilla de la ciudad de México se ha observado (Zeevaert 1973) que el hincado de los pilotes produce un remoldeo del suelo que rodea al pilote, formándose un anillo de suelo alterado alrededor del pilote, en el que ocurre un incremento de presión hidráulica, el cual se disipa tan pronto como el agua fluye hacia el suelo circundante y hacia el propio pilote si éste está formado por madera o concreto; un delgado anillo de suelo perfectamente remoldeado se consolida con el tiempo y el suelo tiende a ganar resistencia con este proceso. El incremento de resistencia es máximo en la interfase entre el fuste del pilote y el suelo, donde se presenta el fenómeno de adherencia entre estos materiales. La resistencia al corte exhibe un valor mínimo a una distancia de aproximadamente $r = 1.05 r_0$ a partir del centro del pilote, donde r_0 es el radio del pilote. La arcilla remoldeada se comporta a largo plazo como un material puramente friccionante, con la siguiente ley de resistencia (Zeevaert 1973)

$$s = p'_h \tan \phi_p \quad \text{con} \quad c = 0$$

Haciendo $c = 0$ en la ec 8.17

$$p'_h = p'_v (1 - \text{sen}^2 \phi) / (1 + \text{sen}^2 \phi)$$

Por lo tanto $s = p'_v [(1 - \text{sen}^2 \phi) / (1 + \text{sen}^2 \phi)] \tan \phi_p$

Sean $N'_\phi = (1 + \text{sen}^2 \phi) / (1 - \text{sen}^2 \phi)$

y $K_\phi = \tan \phi_p / N'_\phi = \tan \phi_p (1 - \text{sen}^2 \phi) / (1 + \text{sen}^2 \phi)$ (8.13)

De la fig 8.6 $p'_v = p'_{v_0} - \Delta p'_v$

$\therefore s = K_\phi p'_v = K_\phi (p'_{v_0} - \Delta p'_v)$

Sustituyendo en la ec 8.15

$$FN = \int_0^L \omega K_\phi (p'_{v_0} - \Delta p'_v) dz$$

$$FN = \int_0^L \omega K_\phi p'_{v_0} dz - \int_0^L \omega K_\phi \Delta p'_v dz$$

$$FN = \omega K_\phi \int_0^L p'_{v_0} dz - \omega K_\phi \int_0^L \Delta p'_v dz$$
 (8.19)

La forma de la curva de p'_v es similar a la de una parábola (fig 8.6), por lo que la integral del segundo término del segundo miembro de la ec 8.19 vale aproximadamente

$$\omega K_\phi \int_0^L \Delta p'_v dz \cong \Delta p'_v L / 3$$

Sustituyendo en la ec 8.19

$$FN = \omega K_\phi \int_0^L p'_{v_0} dz - \omega K_\phi \Delta p'_v L / 3$$
 (8.20)

Pero $FN = a' \Delta p'_v$ $\therefore \Delta p'_v = FN / a'$ (8.21)

siendo a' el área tributaria del pilote.

Sustituyendo la ec 8.21 en la ec 8.20

$$FN = \omega K_\phi \int_0^L p'_{v_0} dz - \omega K_\phi FN L / 3 a'$$

Despejando FN:

$$FN = (\omega K_{\phi} \int_0^L p'_{v_o} dz) / (1 + \omega K_{\phi} L / 3 a') \quad (8.22)$$

siendo

$$K_{\phi} = \tan \phi_p / N'_{\phi} = \tan \phi_p (1 - \text{sen}^2 \phi) / (1 + \text{sen}^2 \phi) \quad (8.23)$$

EJEMPLO

Determinar la capacidad de carga admisible por punta de un pilote apoyado en el estrato 5 de la fig 8.7. El diámetro del pilote vale 0.4 m y su longitud es 15.4 m. El área tributaria del pilote a' vale 3.0 m^2 . En el estrato resistente $c_d = 3 \text{ t/m}^2$, $\phi_d = 40^\circ$, $D_r = 0.85$; emplear un factor de seguridad $FS = 2$.

Solución

a) Cálculo de la fricción negativa

Se emplean las fórmulas

$$FN = (\omega K_{\phi} \int_0^L p'_{v_o} dz) / (1 + \omega K_{\phi} L / 3 a') \quad (8.22)$$

$$K_{\phi} = \tan \phi_p / N'_{\phi} = \tan \phi_p (1 - \text{sen}^2 \phi) / (1 + \text{sen}^2 \phi) \quad (8.23)$$

La cantidad $\int_0^L p'_{v_o} dz$ representa el área bajo el diagrama de presión vertical efectiva. De acuerdo con la tabla 8.1: $\int_0^L p'_{v_o} dz = 51.67 \text{ t/m}$.

$$\omega = 2 \pi r, \quad r = 1.05 r_o = 1.05 (0.2) = 0.21 \text{ m}$$

$$\therefore \omega = 1.319 \text{ m}^2$$

Empleando un valor de $\phi = \phi_p = 26^\circ$ en la arcilla remoldeada alrededor del pilote, $K_\phi = 0.3305$

$$a' = 3 \text{ m}^2 \quad L = 15.4 \text{ m}$$

Sustituyendo en la ec 8.22

$$FN = 10.83t$$

b) Capacidad de carga del pilote

La capacidad de carga admisible del pilote vale

$$C_{pa} = [\alpha_1 (c_d N_c + p'_v N_q) (D_r + 0.1) / FS + p_v] a_p - FN \quad (8.13)$$

$$a_p = \text{área del pilote} = 0.126 \text{ m}^2$$

α_1 = factor de forma, que para pilotes de sección cuadrada o circular vale 1.2

c_d = cohesión del suelo en prueba drenada = 3 t/m^2

p'_v = presión vertical efectiva al nivel de desplante del pilote = $p'_{v0} - \Delta p'_v$

$$\Delta p'_v = FN / a' = 10.83 / 3 = 3.61 \text{ t/m}^2$$

p'_{v0} = presión efectiva inicial al nivel de desplante del pilote = 4.83 t/m^2

$$p'_v = 4.83 - 3.61 = 1.22 \text{ t/m}^2$$

p_v = presión total al nivel de desplante del pilote = 19.23 t/m^2

D_r = compacidad relativa del suelo = 0.85

N_c y N_q son factores de capacidad de carga que dependen del ángulo de fricción interna ϕ del suelo

Para $\phi = 40^\circ$ y $\beta = 0$, sustituyendo en las ecs 8.6 y 8.7

$$N_c = 95.63 \quad N_q = 81.24$$

Sustituyendo en la ec 8.12

$$C_{pa} = 19.33 \text{ t}$$

Cuando se tienen grupos de pilotes como el que se muestra en la figura 8.8, donde bajo el estrato resistente existen sedimentos de consistencia blanda, la capacidad de carga del grupo de acuerdo con Zeevaert puede calcularse con la expresión:

$$Q_{gu} = 1.82\alpha_1 (2L + D) \sum_1^n c_i \cdot \Delta l_i + 4 (B+L) \sum_0^D s_D \cdot \Delta z$$

La ecuación de equilibrio de fuerzas queda:

$$W_a + (FN)_g = \frac{1}{(FS)_g} Q_{gu}$$

donde:

W_a : peso efectivo del edificio

$(FN)_g$: fricción negativa del grupo de pilotes.

de donde el factor de seguridad para el grupo de pilotes resulta:

$$(FS)_g = \frac{Q_{gu}}{W_a + (FN)_g}$$

Pilotes de fricción

La capacidad de carga de pilas o pilotes de fricción se calcula de acuerdo con Zeevaert, mediante las siguientes expresiones:

$$FP = \frac{\omega \cdot \kappa \phi}{1 - \frac{\omega \kappa \phi}{3} \cdot \frac{d}{a}} \int_0^d \sigma_{oz} \cdot dz$$

esta expresión es semejante a la utilizada para calcular fricción negativa.

En suelos blandos como los de la ciudad de México, deberá verificarse que no se rebase la resistencia al esfuerzo cortante por fricción, de conformidad con lo que indica la figura 8.9. En tal caso la capacidad por fricción deberá calcularse con la expresión:

$$Q_{fu} = (FP)_\kappa \int_0^{z_0} + \omega_2 \cdot \sum_{z_0}^d (0.3q_u) \cdot \Delta z + \sigma_{bd} \cdot a_p$$

donde:

q_u : resistencia en compresión simple

$\omega_2 = 1.1 (\Pi r_0)$

a_p : área del pilote

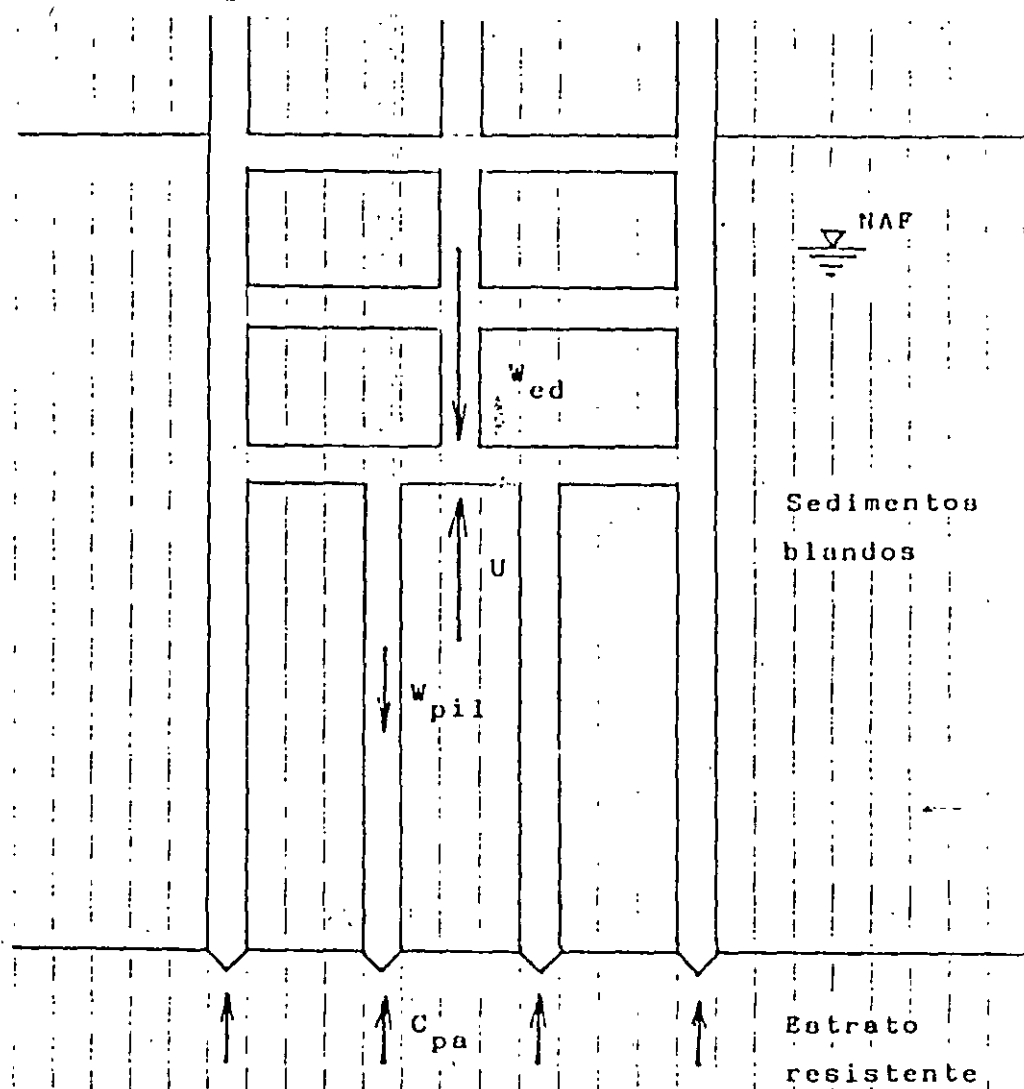
σ_{bd} : esfuerzo crítico de compresión al nivel de la punta del pilote.

De la misma manera que para grupos de pilotes de punta, en el caso de pilotes de fricción deberá revisarse la capacidad del grupo, según se muestra en la fig. 8.10, de acuerdo con la expresión.

$$Q_{gu} = 4(L+B) \sum_1^n c_i \cdot d_i + 3.64\alpha, L \sum_1^n s_{ui} \cdot \Delta d_i$$

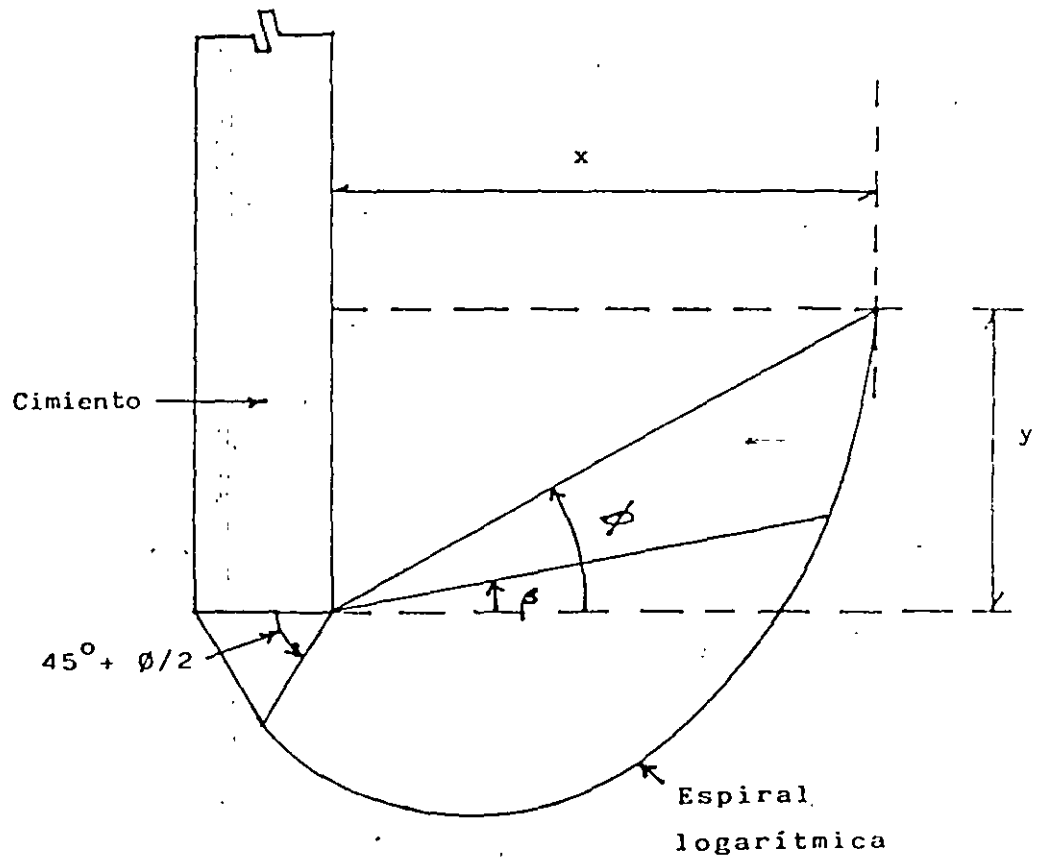
y el factor de seguridad se calculará con

$$(FS)_{gu} = \frac{Q_{gu}}{W_a}$$



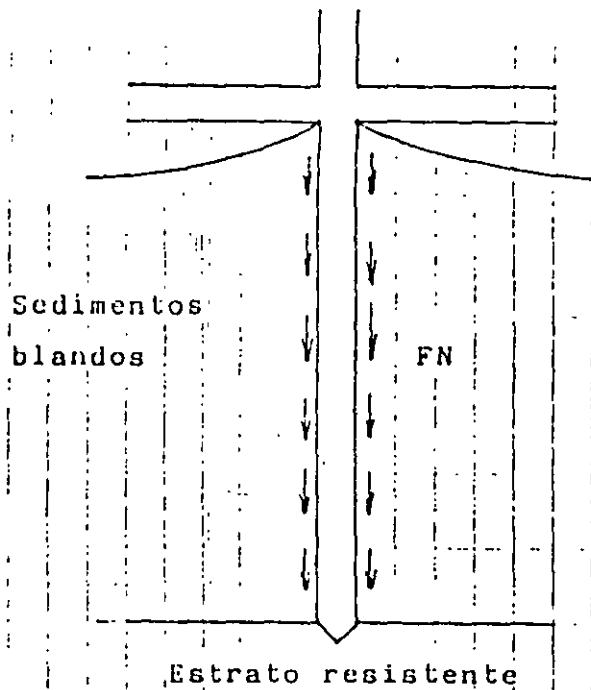
FUERZAS VERTICALES EN UNA CIMENTACIÓN CON PILOTES DE PUNTA

FIGURA 8.1



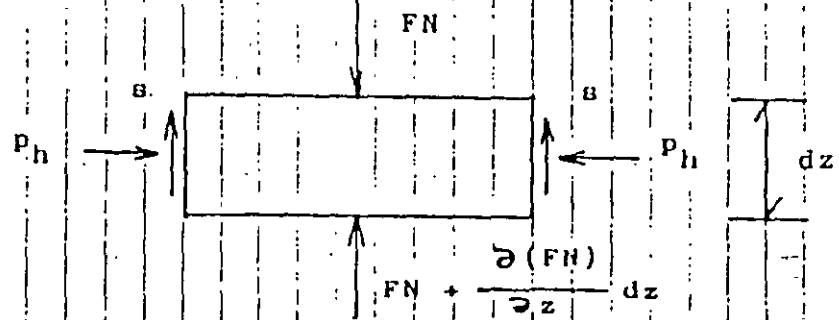
DESARROLLO DE LA SUPERFICIE DE FALLA EN UN CIMIENTO PROFUNDO CONTINUO

FIGURA 8.2



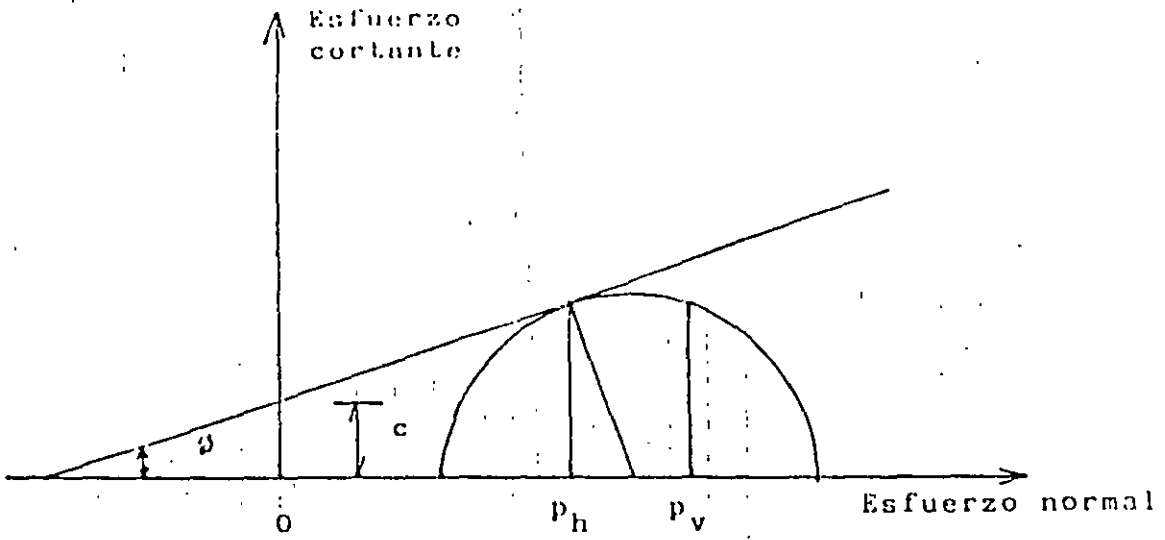
FRICCIÓN NEGATIVA SOBRE UN PILOTE

FIGURA 8.3



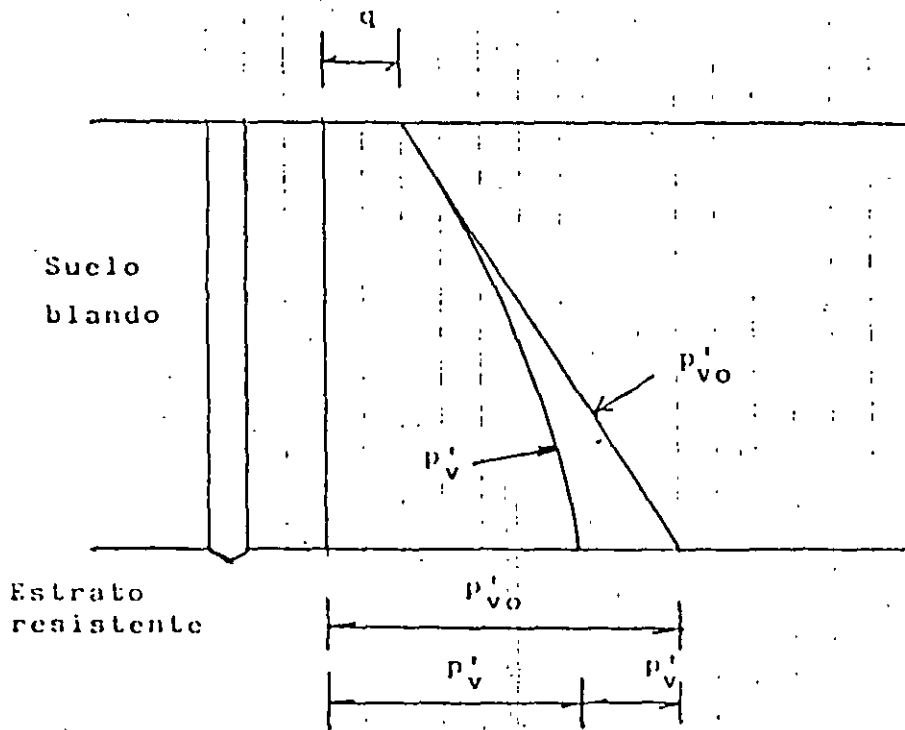
TRANSFERENCIA DE CARGA DE SUELO SOBRE PILOTE

FIGURA 8.4



DETERMINACIÓN DE LA PRESIÓN HORIZONTAL p_h

FIGURA 8.5



VARIACIÓN DE LA PRESIÓN VERTICAL p'_v CON LA PROFUNDIDAD

FIGURA 8.6

Estrato	Prof m	Descripción y propiedades
1	0	Limo arenarcilloso
NAF -	1.0	$\gamma = 1.48 \text{ t/m}^3$
2	4.2	Limo arcilloso $\gamma = 1.16 \text{ t/m}^3$
3	7.3	Arcilla limosa $\gamma = 1.14 \text{ t/m}^3$
4	9.2	Limo arcilloso $\gamma = 1.17 \text{ t/m}^3$
5	15.4	Arena limosa $c_d = 3 \text{ t/m}^2$ $\phi_d = 40^\circ$ $D_r = 0.85$

Nomenclatura

NAF = nivel de agua freática

γ = peso volumétrico natural

c_d = cohesión determinada en prueba de compresión triaxial drenada

ϕ_d = ángulo de fricción interna determinado en prueba de compresión triaxial drenada

D_r = compacidad relativa

ESTRATIGRAFÍA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO (EJEMPLO)

FIGURA 8.7

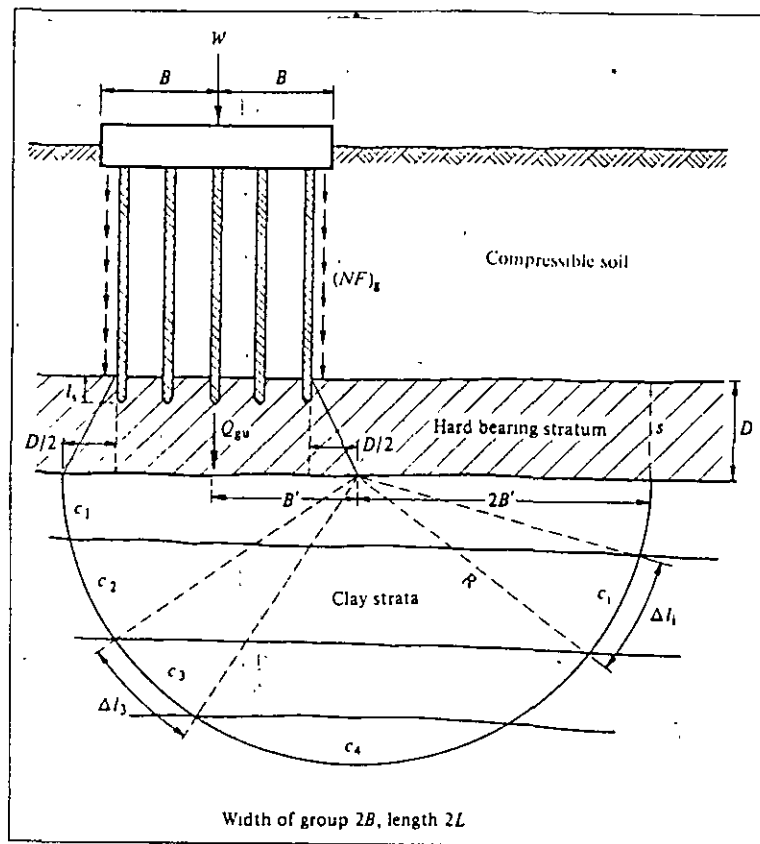


Fig. 8.8 Grupo de pilotes apoyados en un estrato duro sobre un estrato de arcilla.

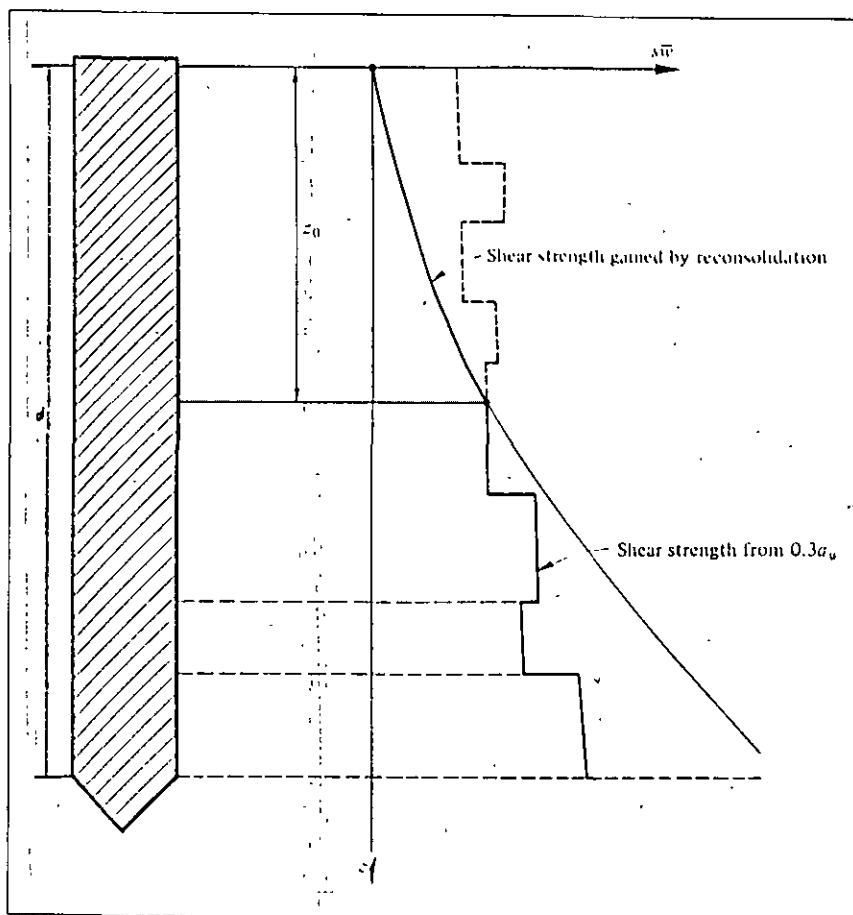


Fig. 8.9 Distribución de la resistencia al esfuerzo cortante en arcilla a lo largo del fuste del pilote

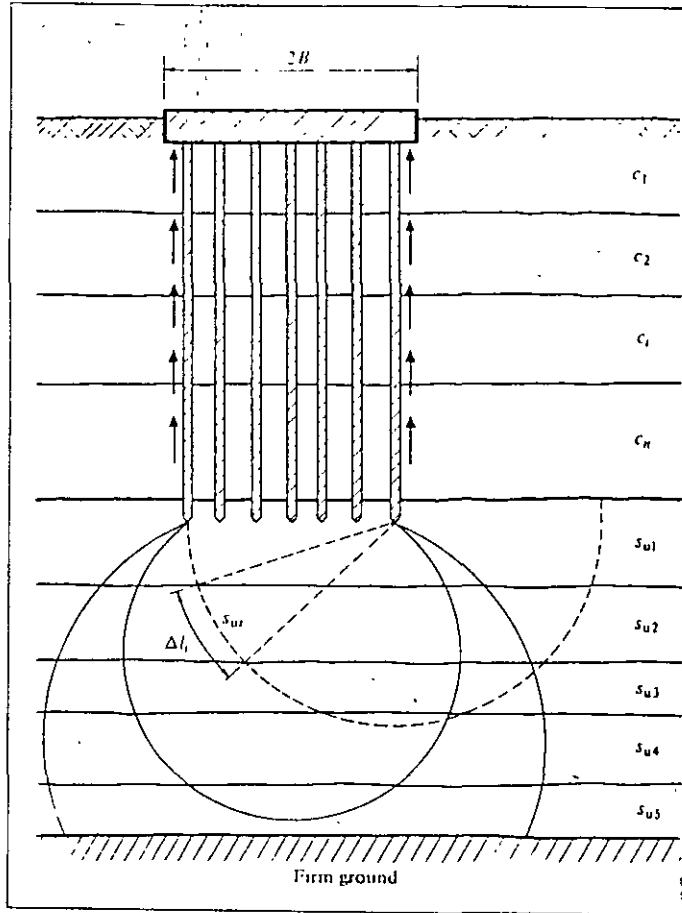


Fig. B.10 Capacidad de carga del grupo de pilotes de fricción.

CAPITULO II

ENFOQUES DE DISEÑO PARA CIMENTACIONES MIXTAS (CAJON-PILOTES DE FRICCION)

En la Ciudad de México en el área conocida como Zona de Lago, es frecuente el empleo de cimentaciones parcialmente compensadas combinadas con grupos de pilotes de fricción.

Los pilotes de fricción transmiten las cargas estructurales al suelo principalmente a lo largo de su superficie lateral. Se hincan por impactos o a presión o se cuelan en perforaciones previas en estratos con características mecánicas pobres, sin que su punta se apoye en las capas resistentes subyacentes. Se emplean normalmente cuando el estrato superficial blando tiene un gran espesor que hace antieconómico usar pilotes de punta o cuando la consolidación de éste estrato induce fricción negativa sobre los pilotes de punta y provoca su emersión. Esta última condición es común en la zona lacustre de la Ciudad de México donde se presenta un fuerte hundimiento regional.

La capacidad de carga última de los pilotes de fricción se calcula a partir de la adherencia máxima que puede desarrollarse en el contacto pilote-suelo. Para suelos arcillosos blandos, esta adherencia se estima comúnmente como:

$$\tau = \alpha c_u \quad (II.1)$$

Donde:

c_u = resistencia al corte del suelo en condiciones no drenadas.

α = coeficiente, función de las características del suelo y del pilote.

Sin embargo, varios autores consideran que la adherencia debe estimarse en términos de esfuerzos efectivos:

$$\tau = K \tan \delta \overline{\sigma}_v \quad (II.2)$$

Donde :

$\overline{\sigma_v}$ = presión vertical efectiva a la elevación considerada.

K = coeficiente de empuje horizontal.

δ = ángulo de fricción pilote-suelo.

Las ecuaciones II.1 y II.2 corresponden a mecanismos de resistencia diferentes. Sin embargo, esta contradicción es solamente aparente puesto que, para suelos normalmente consolidados, c_u es proporcional a $\overline{\sigma_v}$. Se sabe por otra parte que la adherencia depende de los siguientes factores:

- Forma del pilote; los pilotes cónicos tienen una capacidad de carga mayor que los de sección constante.
- Rugosidad y textura del material constitutivo del pilote; los materiales rugosos y drenantes movilizan mayor adherencia que los lisos e impermeables.
- Longitud del pilote; la adherencia media disponible tiende a decrecer con esta longitud.
- Procedimiento constructivo; los pilotes hincados movilizan una adherencia mayor que los colocados en perforaciones previas.
- Tiempo transcurrido desde el hincado; la adherencia crece con el tiempo debido a la consolidación del suelo alrededor del pilote.
- Velocidad de carga; la adherencia máxima desarrollada bajo carga sostenida es del orden de 2/3 de la correspondiente a carga estática transitoria, la cual es a su vez menor que la adherencia disponible bajo carga dinámica.
- Historia de cargas y deformaciones; al rebasarse el desplazamiento relativo pilote-suelo necesario para movilizar su valor máximo, la adherencia puede sufrir una disminución significativa, especialmente en suelos sensibles.

En un estrato en proceso de consolidación, las condiciones de trabajo de los pilotes de fricción son complejas. Experimentos de campo mostraron que, en ausencia de cargas externas, los pilotes se encuentran sometidos a fricción positiva (ascendente) en su parte inferior y a fricción negativa (descendente) en su parte superior. La elevación en la que la fricción cambia de signo se conoce como nivel neutro. A esta profundidad, no hay desplazamiento relativo entre pilote y suelo y ambos descienden a la misma velocidad. Las cargas aplicadas a los pilotes elevan la posición del nivel neutro al movilizar mayor fricción positiva. Si la carga alcanza la capacidad límite de los pilotes, el nivel neutro asciende hasta la parte superior de los mismos y la fricción negativa desaparece.

En la Ciudad de México se han usado dos enfoques alternativos para el diseño de cimentaciones mixtas cajón-pilotes de fricción, cuando prevalecen las condiciones anteriores.

II.1 Diseño tipo I (diseño en términos de capacidad de carga)

El tipo I es un enfoque tradicional de la mecánica de suelos en términos de capacidad de carga, el número y las dimensiones de los pilotes se escogen de tal forma que sean por si solos capaces de soportar la carga de la construcción en condiciones estáticas y sísmicas con un factor de seguridad amplio. Así por ejemplo, se ha propuesto un criterio en el que para la suma de las cargas permanentes y variables se adopta un FS=2, aun cuando a éstas le disminuyen el peso excavado, en tanto que cuando se consideran aquellas cargas más las accidentales, en particular las sísmicas, se adopta un FS=1.7. Los pilotes trabajan en las condiciones indicadas en la figura II.1.1.

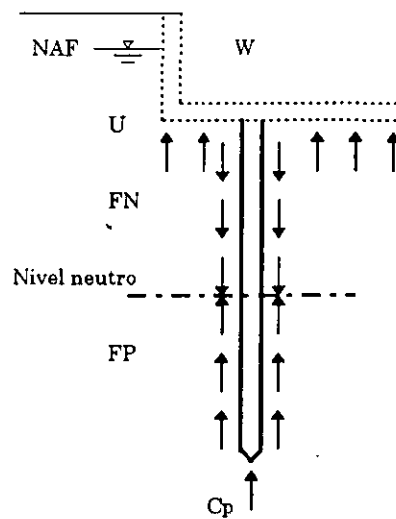


Figura II.1.1

La posición del nivel neutro puede determinarse a partir de la siguiente ecuación de equilibrio (Reséndiz y Auvinet, 1973):

$$W + FN = FP + C_p + U \quad (II.1.1)$$

Donde:

W = peso de la construcción.

U = subpresión actuante sobre la subestructura (en su caso).

C_p = capacidad de carga por punta de los pilotes.

FN = fricción negativa sobre la subestructura y la parte superior de los pilotes.

FP = fricción positiva sobre la parte inferior de los pilotes.

Las fricciones negativas y positivas pueden estimarse a partir de la adherencia máxima de acuerdo con las ecuaciones II.1 ó II.2. Contrariamente a una creencia común, este diseño no permite aprovechar el efecto de compensación (con excepción de la subpresión). En efecto, no existe presión de contacto efectiva entre losa y subsuelo y la descarga que sufre el terreno por excavación no contribuye a aumentar la capacidad de carga de los pilotes ni a reducir significativamente sus asentamientos. Cuando el nivel neutro se encuentra en posición baja (número grande de pilotes o alta resistencia de la parte inferior del estrato) la fricción negativa induce compresiones internas parásitas en los pilotes. Además, con el tiempo, la cabeza de los pilotes puede emerger por consolidación del suelo localizado entre la superficie y el nivel neutro.

Con este diseño, las cargas debidas a sismo deben ser absorbidas por los propios pilotes. Los momentos de volteo inducen cargas verticales sobre los pilotes que suelen calcularse por la regla de la escuadría. Para tomar estas cargas se puede contar con un incremento de adherencia disponible por los efectos de velocidad de carga ya mencionados. Sin embargo, a este efecto se sobrepone la degradación de esta misma adherencia bajo la acción de cargas cíclicas. Cuando el nivel neutro se encuentra en posición baja, la emersión de los pilotes favorece la aparición de zonas de respuesta no confinada y los hace vulnerables estructuralmente a las fuerzas de cortante debidas al sismo. Esta misma condición aumenta el período natural de vibración de la construcción, lo cual puede resultar perjudicial en ciertas condiciones.

II.II Diseño tipo II (diseño en términos de deformaciones)

El enfoque de diseño tipo II considera que tanto pilotes, como losa de cimentación a través de presiones en su contacto, coparticipan para soportar las cargas actuantes, con la intención de disminuir asentamientos. Bajo esta premisa, los pilotes se utilizan simplemente como complemento de un sistema de cimentación sobre losa corrida o cajón, o viceversa, con objeto de reducir los asentamientos de la construcción respecto a la superficie del terreno circundante. Su capacidad de carga es inferior al peso de la construcción por lo que una parte de este peso se transmite al suelo a través de la losa. A este enfoque pertenecen las cimentaciones compensadas

con pilotes de fricción propuestas por Zeevaert, en el que la presión en el contacto no debe exceder la presión removida por la excavación.

Los pilotes están sometidos exclusivamente a fricción positiva (figura II.II.1) por lo que el nivel neutro se encuentra a la profundidad de la losa de cimentación.

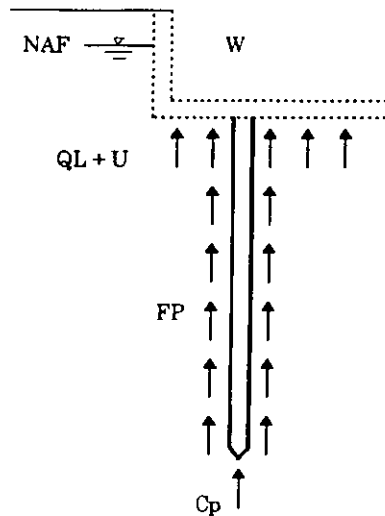


Figura II.II.1

La ecuación de equilibrio es:

$$W = QL + FP + C_p + U \quad (\text{II.II.1})$$

Donde :

QL = fuerza debida a la presión de contacto efectiva entre losa y suelo (la fricción negativa actuando sobre la subestructura puede en este caso despreciarse tomando en cuenta que la parte superior del estrato se encuentra poco afectada por la consolidación).

Esta solución es económica, evita los problemas de fricción negativa y de emersión y permite aprovechar el efecto de compensación. Sin embargo, al igual que las cimentaciones superficiales o compensadas sin pilotes, este tipo de cimentación es sensible a errores de estimación de cargas, a las excentricidades de las mismas y a las variaciones que puedan

presentar durante la vida útil de la construcción (pérdida de subpresión por inundación o abatimiento piezométrico, cambio de uso del edificio, etc.).

En efecto, dado que los pilotes trabajan al límite de su capacidad, cualquier incremento de cargas respecto a las de diseño debe ser absorbido por el suelo en contacto con la losa, con las deformaciones y problemas de estabilidad consecuentes. Este es el caso particular de los incrementos de esfuerzos debidos a momentos de volteo por sismo. Debe además tenerse en cuenta que los pilotes que trabajan al límite son particularmente susceptibles a la degradación de adherencia por carga cíclica. La revisión de capacidad de carga en condiciones sísmicas es delicada puesto que el suelo se encuentra simultáneamente solicitado por los pilotes y la losa. Un método simplificado ha sido propuesto para calcular la capacidad de carga del sistema losa-pilotes bajo momentos de volteo en las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 1976.

II.III Diseño con base en el R.C.D.F. 87 y las N.T.C.D.C.C. 93

Con base en el R.C.D.F. 87 y las N.T.C.D.C.C. 93, "los pilotes de fricción son aquellos que transmiten cargas al suelo principalmente a lo largo de su superficie lateral, que generalmente actúan como complemento de un sistema de cimentación parcialmente compensada para reducir asentamientos transfiriendo parte de la carga de la cimentación a estratos más profundos".

II.III.I Estados límite de falla

Para comprobar la estabilidad de las cimentaciones con pilotes de fricción, se verificará, para la cimentación en su conjunto, para cada uno de los diversos grupos de pilotes y para cada pilote individual, el cumplimiento de la desigualdad siguiente para las distintas combinaciones de acciones verticales consideradas:

$$\Sigma QF_c < R \quad (\text{II.III.I.1})$$

Donde:

ΣQF_c = suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectada de su correspondiente factor de carga. Las acciones incluirán el peso propio de la subestructura y de los pilotes o pilas y el efecto de la fricción negativa que pudiera desarrollarse sobre el fuste de los mismos o sobre su envolvente.

R = capacidad de carga del sistema constituido por pilotes de fricción más losa o zapatas de cimentación, que se considerará igual al mayor de los dos valores siguientes:

- Capacidad de carga del sistema suelo-zapatas o suelo-losa de cimentación, despreciando el efecto de los pilotes. Si éste es el valor que rige, la losa o las zapatas y las contratraves deberán diseñarse estructuralmente para soportar las presiones de contacto suelo-zapata o suelo-losa máximas calculadas, más la concentración de carga correspondiente a la capacidad de carga total de cada pilote dada por la ecuación II.III.1.2. con $FR=1$.
- Capacidad de carga del sistema suelo-pilotes de fricción que se considerará igual a la combinación de las capacidades de carga de punta de los pilotes individuales más el menor de los siguientes valores:
 - Suma de las capacidades de adherencia de los pilotes individualmente.
 - Capacidad de adherencia de una pila de geometría igual a la envolvente del conjunto de pilotes.
 - Suma de las capacidades de adherencia de los diversos subgrupos de pilotes en que pueda subdividirse la cimentación.

Cuando la capacidad de carga de la cimentación se considere igual a la del sistema de los pilotes de fricción sin contribución de la losa, estos deberán tener la capacidad de absorber la fuerza de cortante por sismo al nivel de la cabeza de los pilotes sin tomar en cuenta la adherencia suelo-losa o suelo-zapatas.

En la estimación de la capacidad de carga bajo cargas excéntricas se despreciará la capacidad de carga de los pilotes sometidos a tensión, salvo que se hayan diseñado y construido especialmente para este fin.

La capacidad de carga por adherencia lateral de un pilote de fricción individual bajo esfuerzos de compresión se calculará como:

$$C_r = A_L F_R \quad (\text{II.III.1.2})$$

Donde:

$F_R = 0.7 (1-s/5)$ factor de resistencia.

s = relación entre máximos de la sollicitación sísmica y la sollicitación total que actúan sobre el pilote.

C_r = capacidad por adherencia.

A_L = área lateral del pilote.

f = adherencia lateral media del pilote-suelo.

Para los suelos cohesivos blandos de las zonas II y III la adherencia pilote-suelo se considerará igual a la cohesión media del suelo. La cohesión se determinará con pruebas triaxiales no consolidadas-no drenadas.

II.III.II Estados límite de servicio

Los asentamientos o emersiones de cimentaciones con pilotes de fricción bajo cargas estáticas se estimarán considerando la penetración de los mismos y las deformaciones del suelo que los soporta, así como la fricción negativa y la interacción con el hundimiento regional. En el cálculo de los movimientos anteriores se tomarán en cuenta las excentricidades de carga.

Las deformaciones permanentes bajo la combinación de carga que incluya el efecto del sismo se podrán estimar a partir de los resultados de pruebas de laboratorio representativas del fenómeno. Para el cálculo de estas deformaciones, se considerará que la carga máxima soportada por los pilotes en condiciones sísmicas es la definida por la ecuación II.III.I.2.

II.IV Compatibilidad entre losas y pilotes en comportamiento sísmico

Los grandes asentamientos observados en los sismos de Septiembre de 1985 en algunos edificios con cimentaciones mixtas, constituidas por un cajón parcialmente compensado ligado a un grupo de pilotes de fricción, son consecuencia de la incompatibilidad de los dos mecanismos de transferencia de carga al suelo: uno formado por el conjunto de pilotes y el suelo, cuya deformabilidad es relativamente pequeña y el otro por la losa de cimentación y el suelo, el cual resulta muy deformable con respecto al anterior.

La incompatibilidad de estos mecanismos, sometidos a la acción cíclica del sismo produce, primero, la sobrecarga del conjunto de pilotes, que es el mecanismo más rígido; al fallar este mecanismo transfiere su carga al suelo a través de la losa del cajón generando mayor asentamiento. Los grandes desplazamientos relativos entre los pilotes y la arcilla circundante agravados por la acción alternante del sismo, inducen remoldeo de ésta y disminuye la fricción entre pilotes y suelo, lo que hace disminuir, temporalmente, la capacidad de carga de los pilotes, incrementando aún más la carga transferida a la losa y, con ello, el asentamiento.

Es recomendable diseñar el grupo de pilotes en este tipo de cimentación mixta de manera que éstos sean capaces de soportar, por sí solos, la carga neta total, incluyendo las cargas estáticas y sísmicas, con un adecuado factor de seguridad.

El aceptar un factor de seguridad, implica que la carga máxima que actuará sobre los pilotes será menor que su carga límite, por lo que las deformaciones del suelo circundante no alcanzará el valor correspondiente a la falla plástica; con ello se evitará la pérdida de capacidad de los pilotes por remoldeo de la arcilla.

El asentamiento será debido solamente a deformación acumulada por histéresis y su magnitud será tolerable.

CAPITULO III

METODO DE ZEEVAERT

III.I Consideraciones generales

Los pilotes de fricción pueden ser usados para soportar un conjunto de cimentaciones pesadas y reducir los asentamientos diferenciales y totales; los pilotes de fricción presentan particular eficiencia cuando el esfuerzo cortante se incrementa y la compresibilidad se reduce con la profundidad. El cálculo de los pilotes de fricción se simplifica mediante el uso de la interacción del esfuerzo cortante último entre el fuste del pilote y el suelo. La cimentación a base de pilotes de fricción se analiza bajo condiciones de equilibrio estático en conjunción con la estructura de cimentación y el sistema de cargas.

El estado de esfuerzos inducido en la masa del suelo por causa de la acción del grupo de pilotes de fricción puede ser manejada vía el principio de superposición en conjunción con otras condiciones de cambios de esfuerzos que tengan lugar en el suelo por causa de diferentes tipos de cargas aplicadas. Los pilotes de fricción producen dos acciones en la masa del suelo:

- 1° Los pilotes restringen la deformación del suelo, reduciendo la compresibilidad.
- 2° Los pilotes transmiten los esfuerzos a estratos más profundos del suelo con menor grado de compresibilidad.

Estas dos acciones se traducen en la reducción de asentamientos, aún cuando la cimentación se encuentre sujeta a cargas muy grandes. La capacidad de carga de la cimentación se ve incrementada, así como las cargas transferidas a estratos profundos con mayor esfuerzo cortante del suelo subyacente a los pilotes.

El grupo o campo de pilotes de fricción para soportar edificios en depósitos de suelo compresible debe ser distribuido uniformemente para reforzar adecuadamente la masa de suelo. La distancia entre centro de pilotes es importante. Los pilotes no deben ser hincados muy cerca unos de otros ya que el remoldeo del suelo podría provocar reducción en el esfuerzo cortante e incremento de la compresibilidad. Por otro lado, el hincado de un pilote no debe interferir en el hincado de otros.

Las presiones de poro generadas en el suelo durante el hincado pueden provocar que los pilotes adyacentes al que se hinca emerjan de la superficie del suelo; sin embargo, este problema se resuelve mediante un programa adecuado de hincado de pilotes. Manteniendo una distancia suficiente entre pilotes durante su hincado, y cuando las presiones de poro se reducen substancialmente en la masa de suelo, se procede al hincado de los pilotes intermedios. Este proceso se realiza del centro del campo de pilotes hacia las esquinas para permitir la disipación de la presión de poro en el campo de pilotes. Cuando se encuentran intercalados en la masa de suelo estratos de arena que permitan el drenaje del agua, el problema del exceso de la presión de poro se vuelve menos crítico. Durante el hincado, el volumen de pilotes introducidos en el suelo desplaza instantáneamente un volumen aproximadamente igual de suelo, dando lugar una importante expansión, particularmente si los pilotes son hincados muy cerca unos de otros.

Conforme transcurre el hincado, el exceso de presión de poro se disipa, y los esfuerzos efectivos en el suelo tienden a retornar a sus valores originales y la expansión por hincado decrece, con la tendencia del suelo a recobrar la posición que tenía antes del hincado. Sin embargo, no se llega a producir la recuperación total de la posición, por que los pilotes se oponen al movimiento vertical hacia abajo. El resultado es que los pilotes trabajan, después de ser hincados, bajo fuerzas de fricción negativa (FN)^o en su parte superior y en su parte inferior bajo fricción positiva (FP)^o y resistencia por punta.

El único camino para ganar experiencia en el fenómeno de expansión por hincado es mediante observación en el campo, instalando, después del hincado de pilotes, un número suficiente de puntos de referencia en la superficie del suelo, entre los pilotes, en la parte central y perimetralmente al campo de pilotes.

El esfuerzo cortante a lo largo del fuste de los pilotes ha sido investigado por Zeevaert para entender mejor el comportamiento de los pilotes trabajando a fricción positiva usados en el diseño de cimentaciones, se han realizado estudios en muestras inalteradas de arcilla obtenidas en la vecindad del fuste de viejos pilotes hincados. Las muestras fueron recuperadas de pozos a cielo abierto profundos y probadas en el laboratorio. A partir de los resultados obtenidos se derivaron las siguientes conclusiones:

^o Ver apéndice A.

^o Ver apéndice A

- Una delgada capa de suelo perfectamente remoldeado y reconsolidado fue observado cerca del fuste de los pilotes, no excediendo una distancia de cerca del 5% del radio de los pilotes, generando un aumento del esfuerzo cortante de acuerdo con la ecuación:

$$S_{oz} = K_{\phi} \sigma_{oz} \quad (\text{III.I.1})$$

- Fue observado que el contenido de agua a una distancia mayor de $1.05 r_0$ permanecía prácticamente sin cambios, sin embargo hay un pequeño cambio de volumen en el suelo después de hincar los pilotes.
- El esfuerzo cortante de la arcilla en estado natural es afectado por el hincado de los pilotes hasta una distancia de un diámetro del fuste de los pilotes. Cerca del fuste de los pilotes, el esfuerzo cortante del suelo se encontró reducido alrededor del 60% de su valor inalterado. El mínimo valor del esfuerzo cortante de la arcilla semialterada se extendía a cerca de $r_0' = 1.1r_0$ del centro de cada uno de los pilotes. El esfuerzo cortante en esta zona es aproximadamente:

$$S_{oz} = 0.3q_{uz} \quad (\text{III.I.2})$$

Donde:

q_{uz} : consistencia natural inalterada del suelo a la profundidad z .

Para determinar la carga última por fricción positiva a la cual los pilotes trabajando a fricción positiva comienzan a ceder, es necesario investigar los valores mínimos del esfuerzo cortante cercanos al fuste del pilote, por medio de las fórmulas III.I.1 y III.I.2. El elemento tiempo deberá ser también considerado. Los valores de $s_{oz} = c_z = 0.3q_{uz}$, representativos del esfuerzo cortante del estrato cercano al fuste del pilote en arcilla homogénea y saturada, pueden ser usadas para el cálculo descrito anteriormente.

Por lo tanto, la carga última por fricción negativa de un pilote a partir de la superficie del suelo a una profundidad d es:

$$Q_{fu} = [(FP)k]_o^{zo} + \overline{w}_2 \sum_{zo}^d c_i \Delta z_i \quad (\text{III.I.3})$$

Donde:

(FP)_k = fricción positiva calculada con el valor del esfuerzo cortante expresado por medio de la fórmula III.I.1

$$\overline{w}_2 = 2\pi r_0 s_0$$

$$c_i = 0.3 q_{uz}$$

Δz_i = grosor del estrato *i*

La distribución del esfuerzo cortante a lo largo del fuste del pilote bajo las circunstancias antes descritas se presenta en la figura III.I.1. La parte superior corresponde al valor del esfuerzo cortante ganado por la reconsolidación del suelo después del hincado del pilote de acuerdo con el valor dado por la fórmula III.I.1; en la parte inferior el suelo es considerado con su esfuerzo cortante natural parcialmente alterado expresado por la fórmula III.I.2.

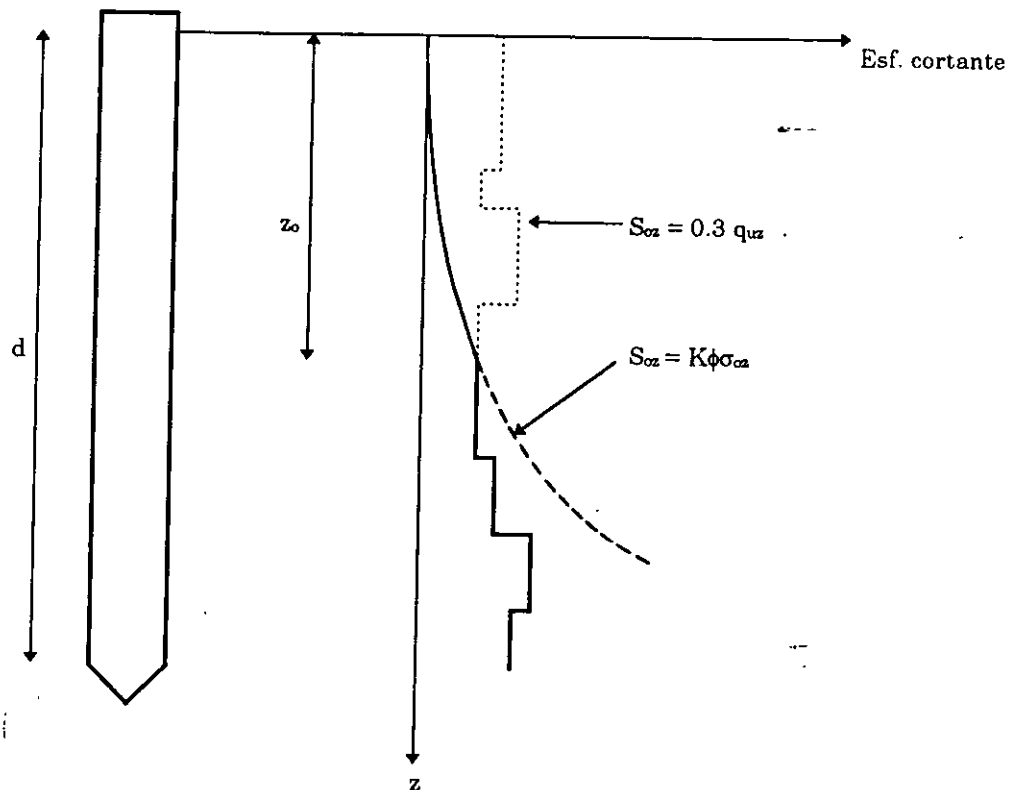


Figura III.I.1

III.II Cimentaciones con grupos de pilotes de fricción

Cuando la parte superior de depósitos de suelo exhibe de alta a muy alta compresibilidad y bajo esfuerzo cortante, es de esperarse que las cimentaciones superficiales presenten grandes asentamientos, frecuentemente mayores de los permisibles para la mayoría de dichas cimentaciones. El problema puede ser minimizado soportando la cimentación sobre pilotes de fricción. Por otro lado, los depósitos de suelos compresibles están usualmente sujetos a consolidación, por causa del incremento continuo de carga en la superficie del suelo, o fuerzas de filtración producidas por un decremento de los niveles piezométricos de agua ubicada en estratos profundos permeables. Por lo tanto, el hundimiento de la superficie del suelo se desarrollará a largo plazo. Este fenómeno podría afectar el diseño del pilote de fricción si no se considera adecuadamente. Por las condiciones de asentamientos bajo la superficie del suelo, los pilotes estarán sujetos a fuerzas últimas de fricción debido al continuo movimiento relativo entre los pilotes rígidos y el suelo compresible.

De manera que dos casos deberán ser considerados;

- Caso 1: Los pilotes trabajan por fricción positiva en su parte baja, debiendo soportar la carga del edificio y las fuerzas debidas a la fricción negativa; por lo tanto:

$$Q_a + (FN)_{z_0} = (FP)_{z_0} \quad (\text{III.II.1})$$

Donde:

Q_a = carga correspondiente a un pilote del grupo.

FN_{z_1} = fricción negativa al nivel z_1

FP_{z_1} = fricción positiva al nivel z_1

Cuando tal diseño es contemplado, el problema puede ser resuelto tal y como se describe más adelante. Los esfuerzos finales inducidos en la masa del suelo dentro del campo de pilotes están dados por la curva 1-0-2-3' en la figura III.II.1. Desde el desplante de la cimentación a la profundidad z_0 , tiene lugar una liberación de los esfuerzos efectivos verticales por causa del fenómeno de la fricción negativa. La parte inferior, el área sombreada de esfuerzos 2-3-4-4'-3'-2 representan un incremento en el estado inicial de esfuerzos verticales efectivos σ_{01} , causando asentamientos del grupo de pilotes de acuerdo a:

$$\delta_c = \sum_{z_2}^d m_{vi} (\sigma_i - \sigma_{oi}) \Delta z_i + \sum_d^f m_{vi} (\sigma_i - \sigma_{oi}) \Delta z_i \quad (III.II.2)$$

Donde:

m_{vi} = coeficiente de compresibilidad volumétrica unitario.

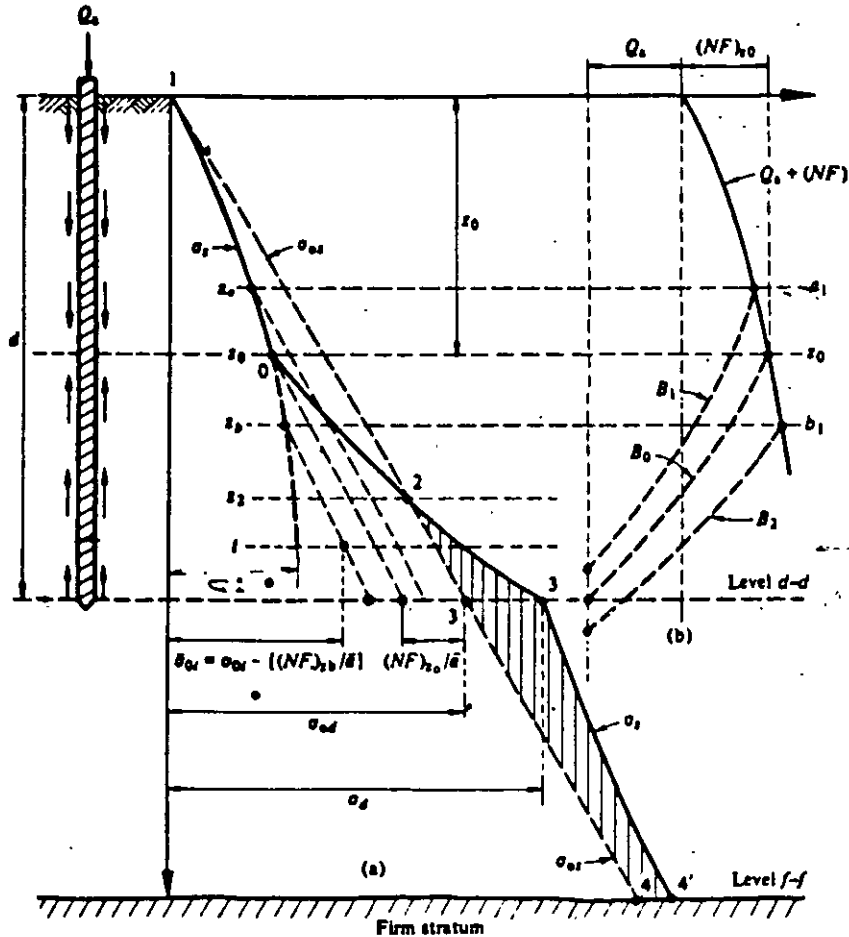


Figura III.II.1

La parte de los asentamientos δ_c causados por el incremento de esfuerzos Q_a/a_d por debajo del nivel d-d es expresado por el segundo termino de la fórmula III.II.2.

Se estiman los cambios de esfuerzos en la masa del suelo delimitada por los pilotes mediante el cálculo de la fricción negativa y positiva necesaria para el equilibrio estático del campo de pilotes sujeto a la carga Q_a . La fricción negativa en la parte superior de uno de los

pilotes en el grupo para una profundidad de $0 < z < z_0$ se calcula con los algoritmos dados en el apéndice C que se leen como sigue:

$$\begin{aligned}\sigma_i &= A_i \sigma_{oi} - B_i \sigma_{i-1} - C_i (FN)_{i-1} \\ (FN)_i &= (\sigma_{oi} - \sigma_i) \bar{a}_i \quad (\text{III.II.3})^{\circ}\end{aligned}$$

Siendo la carga en el pilote:

$$Q_i = (FN)_i + Q_a \quad (\text{III.II.4})$$

La integración se realiza a partir de la superficie del suelo con condiciones de frontera: $FN_{i-1} = 0$ y $\sigma_{i-1} = 0$; a la profundidad z_0 $(FN)_{z_0} = (\sigma_{oi} - \sigma_i)_{z_0} \times a'_{z_0}$.

La fricción positiva en la parte inferior de los pilotes para una profundidad de $z_0 < z < d$ se calcula mediante las fórmulas:

$$\begin{aligned}\sigma_i &= \bar{A}_i \sigma_{oi} + \bar{B}_i \sigma_{i-1} + \bar{C}_i (FP)_{i-1} \\ (FP)_i &= (\sigma_i - \bar{\sigma}_{oi}) \bar{a}_i \quad (\text{III.II.5})\end{aligned}$$

Siendo la carga en el pilote:

$$Q_i = (Q_a + (FN)_{z_0}) + (FP)_i \quad (\text{III.II.6})$$

En este caso $\bar{\sigma}_{oi}$ representa los esfuerzos iniciales obtenidos del cálculo de la fricción negativa a partir de la parte superior de los pilotes a una profundidad z_0 , mediante las fórmulas III.II.3. Los esfuerzos efectivos iniciales a ser usados en la ecuación III.II.5 (fig. III.II.1) tienen el siguiente valor:

$$\bar{\sigma}_{oi} = \sigma_{oi} - \frac{(FN)_{z_0}}{a_o} \quad (\text{III.II.7})$$

^o Ver apéndices B y C.

La integración deberá realizarse a partir de la profundidad z_0 hacia abajo. A la elevación z_0 - z_0 tendremos $\overline{\sigma_{oi-1}} = \overline{\sigma_{i-1}}$ y $(FP)_{i-1} = 0$, y la carga en el pilote $Q_{z_0} = Q_a + (FN)_{z_0}$. El valor de $(FN)_{z_0}$ es desconocido, por lo tanto, la integración de (FP) se hace para varios valores probables de $(FN)_{z_0}$ para una profundidad z_0 propuesta. Después de llevarse a cabo las integraciones se obtienen, curvas como la B para la carga en el pilote en su parte inferior (Fig. III.II.1). A partir de valores bajos y altos de z_0 y por interpolación, la intersección donde $(FN)_{z_0} + Q_a = (Q)_{z_0}$ conduce a la profundidad real z_0 , y de esta manera obtenemos la distribución final de esfuerzos efectivos en la masa del suelo dentro del campo de pilotes. Debajo de las puntas de los pilotes, nivel d-d, el incremento de esfuerzos efectivos iniciales se debe a $\sigma_d - \sigma_{od}$ (fig. III.II.1).

Para pilotes hincados en arcilla, la fricción positiva es usualmente gobernada por el esfuerzo cortante residual de la arcilla remoldeada a lo largo del fuste del pilote: $s_{oz} = 0.3 q_{uz}$, sin embargo es necesario determinar los valores mínimos del esfuerzo cortante como se vio anteriormente en las consideraciones generales. Además un hecho importante que el ingeniero en cimentaciones no debe dejar de observar en este tipo de diseño con grupos de pilotes es que éstos en su parte inferior penetrarán los depósitos de suelo compresible continuamente.

- Caso 2: Este caso se encuentra cuando los pilotes trabajan completamente bajo fricción positiva (FP), soportando una parte importante de la carga total del edificio y permitiendo que la superficie del suelo tome el resto de la carga para propósitos de estabilización.

Una cimentación de este tipo puede ser económica puesto que un pequeño número de pilotes de fricción se requiere para el equilibrio, ya que los pilotes están trabajando a su capacidad de carga por fricción última. La carga total por fricción positiva $(FP)_d = Q_{fu}$ puede ser calculada con los conceptos de esfuerzo cortante y los algoritmos dados en el apéndice C, por lo tanto:

$$\sigma_i = \overline{A}_i \sigma_{oi} + \overline{B}_i \sigma_{i-1} + \overline{C}_i (FP)_{i-1}$$

$$(FP)_i = (\sigma_i - \sigma_{oi}) \overline{a}_i \quad (\text{III.II.8})$$

Siendo la carga en el pilote:

$$Q_i = Q_{fu} - (FP)_i \quad (\text{III.II.9})$$

Los valores de los coeficientes dados en las fórmulas III.II.3, III.II.5 y II.II.8 pueden ser encontrados en el apéndice C.

La integración comienza desde la superficie del suelo donde $(FP)_{i-1} = 0$ y $\sigma_{i-1} = 0$ y es llevada hasta la profundidad del nivel d-d. El esfuerzo cortante mínimo del suelo cercano al fuste del pilote deberá ser usado, de acuerdo a la filosofía establecida en las consideraciones generales para este propósito.

Este tipo de cimentación de grupos de pilotes de fricción es usada solo en caso de depósitos de suelo de tipo preconsolidado, donde el incremento de esfuerzos en el suelo por causa de la carga transferida de los pilotes al suelo (curva σ_i) sea siempre menor al esfuerzo crítico de compresión σ_{bz} . De otro modo, se generarían compresiones importantes de los depósitos de suelo localizados entre los pilotes y bajo estos (fig. III.II.2).

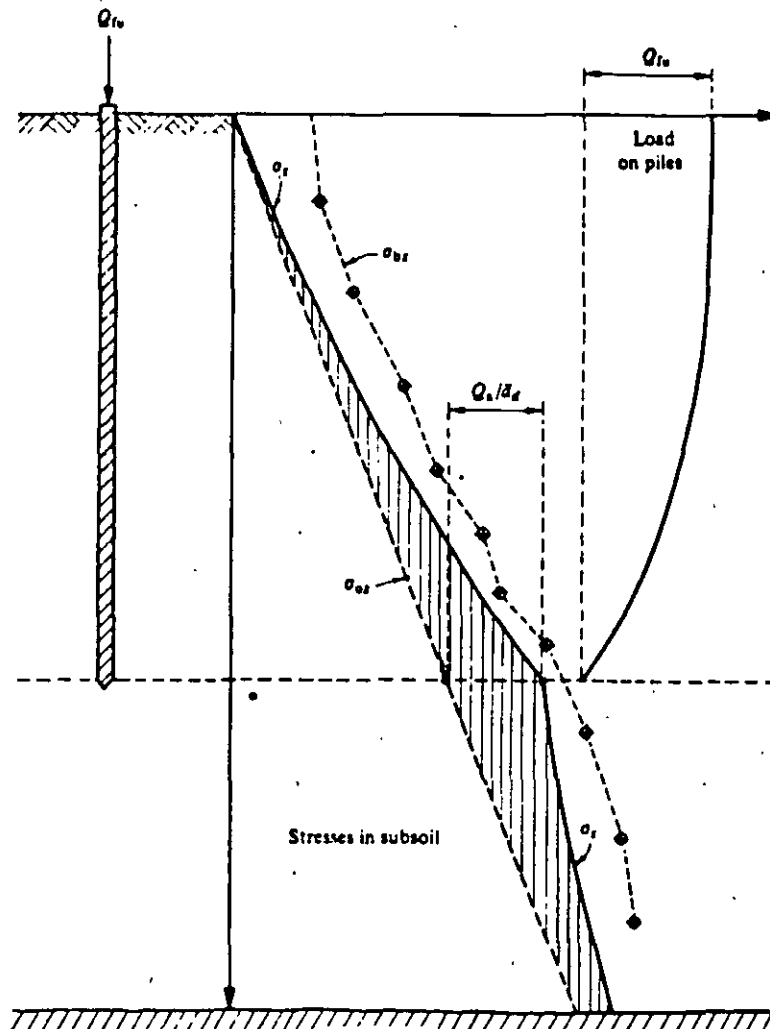


Figura III.II.2

En caso de depósitos de suelo del tipo preconsolidado donde $(\sigma_{bi} - \sigma_{oi})$ es amplio, antes de alcanzar el quiebre en la curva de compresibilidad, a partir del cual el material se vuelve mucho más compresible, es posible permitir a la superficie del suelo tomar una carga unitaria \bar{q}_a adicional a la carga Q_{fu} soportada por cada pilote. Por lo tanto, una cimentación de este tipo puede soportar una carga:

$$q_a = \bar{q}_a + \frac{(FP)_d}{a} \quad (\text{III.II.11})$$

En la cual $\bar{a} = \lambda\beta$ es el área tributaria nominal de la cimentación al nivel del desplante de la cimentación y $(FP)_d = Q_{fu}$.

Para calcular el valor de $(FP)_d$ es necesario considerar primero una carga \bar{q}_a aplicada en la superficie del suelo (Fig. III.II.3). La distribución de esfuerzos en el suelo se calcula haciendo uso de la teoría de la elasticidad llegando a la curva $(\bar{\sigma}_{oi})_q$ que representa el estado de esfuerzos iniciales para la integración en la fórmula III.II.8. Las condiciones de frontera de este caso son: $Z=0$, $(FP)_{z=0} = 0$ y $\sigma_{z=0} = \bar{q}_a$. La integración se sigue hasta la profundidad d , a la cual se obtiene la fricción positiva $(FP)_d$ total.

Los asentamientos de la cimentación pueden ser determinados integrando el área total de incrementos de esfuerzos, área 1-2-3-3''-2''-1':

$$\delta_c = \sum_0^f m_{vi} (\sigma_i - \sigma_{oi}) \Delta z, \quad (\text{III.II.12})$$

En la cual σ_{oi} representa los esfuerzos verticales efectivos iniciales y σ_i es el esfuerzo final inducido por \bar{q}_a y $(FP)_d$ en el campo de pilotes (Fig. III.II.3).

Se sabe que este tipo de cimentación incrementa considerablemente los esfuerzos verticales efectivos iniciales, produciéndose grandes asentamientos si el material es altamente compresible y de gran espesor. Más aún, en el diseño, se deberá observar que el esfuerzo final σ_i inducido en el suelo sea menor que los esfuerzos críticos σ_b , buscando en todo momento mantener

la compresión de los estratos del suelo en la porción plana de la curva de compresibilidad (fig. III.II.3b). Además, en este tipo de diseño de cimentación, los pilotes de fricción no son muy eficientes, excepto cuando la compresibilidad de los estratos de suelo decrece fuertemente con la profundidad. Por otro lado, la ventaja de este tipo de cimentación es de que sigue el hundimiento de la superficie del suelo, después que el asentamiento nominal δ_e expresado por III II.12 ha tenido lugar. Los pilotes bajo carga última de fricción penetrarán continuamente los depósitos del suelo, por lo tanto, sus puntas deberán localizarse lejos de los estratos de arena que puedan interferir con su penetración. De otro modo, algunos pilotes pueden tomar una mayor carga, produciendo reacciones desiguales e inclinaciones del edificio. Este tipo de cimentación no es recomendable, excepto en el caso de encontrar propiedades de compresibilidad favorable de los estratos del subsuelo y condiciones estratigráficas ideales.

III.III Cimentaciones compensadas con pilotes de fricción

Cuando el diseño del edificio contempla una cimentación profunda, el desplazamiento por excavación en el fondo de la misma puede resultar muy crítico, por lo tanto, los pilotes de fricción, cuando son diseñados adecuadamente, pueden ser utilizados para minimizar este problema, permitiendo economía y reduciendo las posibilidades de daño a las estructuras adyacentes; se logra también una construcción segura de la estructura de cimentación. Para alcanzar el beneficio completo de la acción de los pilotes de fricción, éstos deberán ser hincados a partir de la superficie del suelo antes de ejecutar la excavación. De esta manera la acción de la fricción del suelo contra el fuste del pilote provoca ciertas condiciones de preesfuerzo en él impidiendo en gran parte su expansión. El número de pilotes es un factor importante en el logro de las condiciones requeridas de diseño para desplazamientos permisibles y subsecuentes asentamientos. En una cimentación compensada con pilotes de fricción, **los pilotes deberán ser colocados con una distribución uniforme.**

III.III.I Problema de desplazamientos

Los problemas del hundimiento y expansión por excavación son considerablemente reducidos debido a la presencia de los pilotes; sin embargo, pueden ser importantes en la parte superior de los depósitos del suelo, cuando el fondo de la excavación se inunda y los minerales de la arcilla absorben el agua. La parte superior del suelo se suaviza con una correspondiente reducción en su esfuerzo cortante, incrementándose la compresibilidad debido al fenómeno de hinchamiento inducido por la absorción del agua en los minerales de la arcilla. Por lo tanto, para

reducir este indeseable fenómeno, principalmente en suelos que exhiban propiedades de hinchamiento, la excavación deberá llevarse a cabo en dos etapas, minimizando de esta manera el cambio de esfuerzos verticales efectivos. La primera parte de la excavación se realiza en los depósitos superiores o en la totalidad de los materiales granulares sin alcanzar en lo posible el estrato de arcilla subyacente; mientras que la segunda parte de la excavación se realiza por substitución.

Supongamos (fig. III.III.I.1) una cimentación compensada con pilotes de fricción que requiere una excavación profunda, proyectada en dos etapas. Primero, los pilotes son hincados desde la superficie del suelo a la profundidad seleccionada, cubriendo todos los estratos altamente compresibles. Al ejecutar la excavación en dos etapas - primero a una profundidad h_1 y segundo por substitución a la profundidad h - el único alivio de esfuerzos será el producido por la excavación para la profundidad h_1 ; llamado $[\Delta\sigma_{ex}]_1$. De esta manera tiene lugar una expansión por excavación la cual estará restringida por los pilotes de fricción trabajando a tensión. Como una primera aproximación, los pilotes son considerados bastante rígidos, si se comparan con las propiedades de expansión del subsuelo; esta consideración podría ser investigada posteriormente, si se tiene presente que la rigidez de los pilotes está relacionada con la expansión por excavación, ya que se produce una mayor liberación de esfuerzos a medida que crece la deformación en los pilotes.

Bajo las fuerzas de respuesta de expansión debidas a la liberación de esfuerzos por excavación $[\Delta\sigma_{ex}]_1$, la parte superior de los pilotes es empujada hacia arriba movilizandó la fricción en el fuste hasta que se alcanza un equilibrio estático a una profundidad z_1 (fig. III.III.I.1). Los esfuerzos residuales en la masa del suelo son calculados usando el procedimiento paso a paso por medio de:

$$\sigma_i = \overline{A}_i \overline{\sigma_{oi}} + \overline{B}_i \sigma_{i-1} + \overline{C}_i (FP)_{i-1}$$

$$(FP)_i = (\sigma_i - \overline{\sigma_{oi}}) \overline{a}_i \quad (\text{III.III.I.1})$$

El alivio de esfuerzos a cualquier profundidad es $\Delta\sigma_{oi} = (\sigma_{oi} - \sigma_i)$. La integración se realiza a partir del desplante de la cimentación a la elevación del nivel $h-h$, donde, para $z=0$, la fricción de un pilote en el campo es $(FP)_{i-1} = 0$ y $\overline{\sigma_{oi}} = \sigma_{oi-1} - (\Delta\sigma_{ex})_{i-1}$. Los valores de $\overline{\sigma_{oi}}$ se determinan para la profundidad z_1 , por medio de la teoría de la elasticidad. El valor de z_1 queda determinado cuando $\sigma_2 = \sigma_{o2}$ en este nivel. La carga de tensión en el pilote tiene el valor.

$$T_a = [\Delta\sigma_{\alpha}]_{z_1} \bar{a}_2 \quad (\text{III.III.I.2})$$

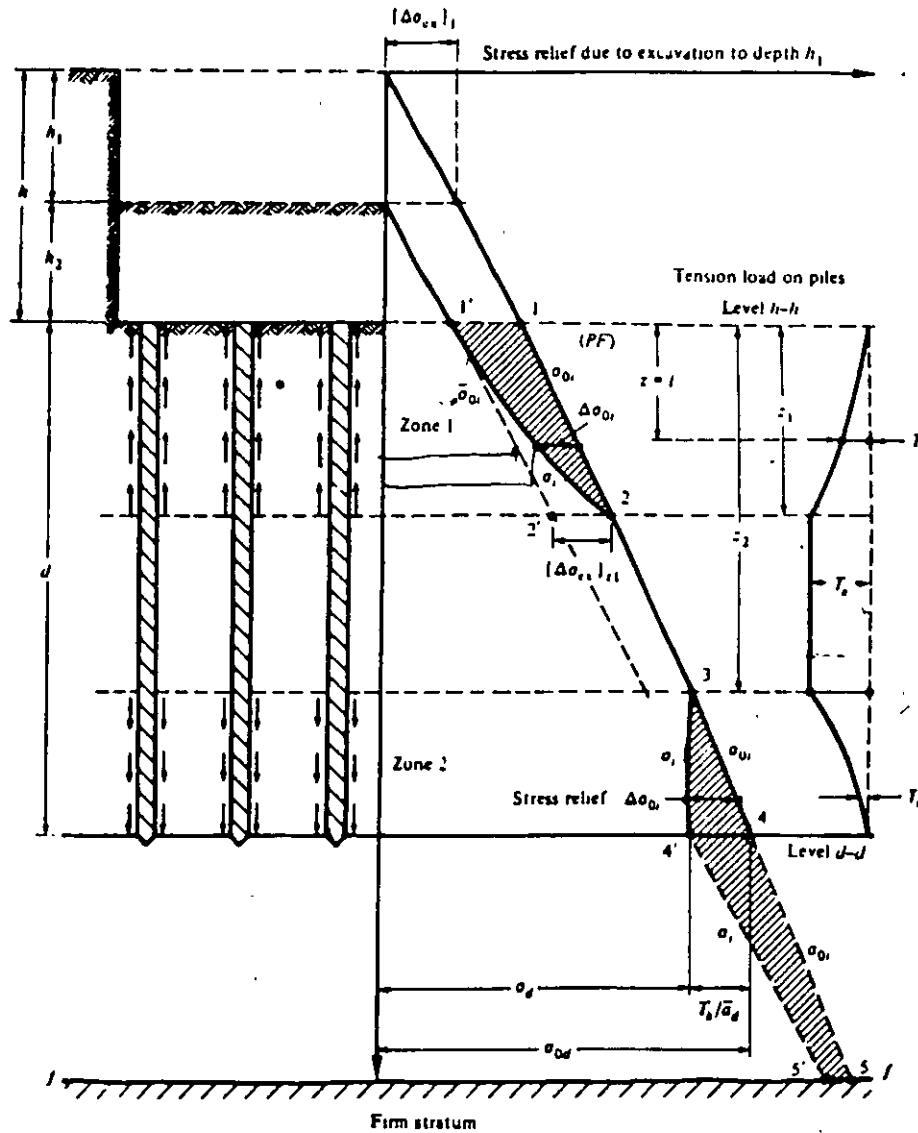


Figura III.III.I.1

En la cabeza de los pilotes $T_{1.1} = 0$ y para $z = z_1$, $T_1 = T_a$ (fig. III.III.I.1); en cualquier otro nivel $0 < z < z_1$, $T_1 = (FP)_1$.

La fuerza de tensión T_a ha de ser balanceada en la parte inferior de los pilotes por la fricción movilizada a lo largo del fuste, desde la profundidad z_2 hasta la profundidad d . Esto produce un efecto de fricción negativa dado por:

$$\sigma_i = \overline{A}_{i-1} \sigma_{oi} + \overline{B}_{i-1} \sigma_{i-1} - \overline{C}_{i-1} (FN)_i$$

$$(FN)_{i-1} = (\sigma_{oi-1} - \sigma_{i-1}) \overline{a}_{i-1} \quad (\text{III.III.1.3})$$

Las condiciones de frontera al nivel d-d son: $(FN)_d = T_a$ y $\sigma_d = \sigma_{od} - T_a/a_d$. La integración se lleva a cabo hacia arriba hasta alcanzar la elevación z_2-z_2 , donde $(FN)_{i-1} = 0$ y $T_i = T_a$. El alivio de esfuerzos a cualquier profundidad $z_2 < z < d$ en el subsuelo por causa de esta acción es $\Delta\sigma_i = (\sigma_{oi} - \sigma_i)$ y la tensión en el pilote es $T_i = T_a - (FN)_i$. El área de alivio de esfuerzos y el diagrama de carga se muestran en la figura III.III.1.1.

El desplazamiento total por excavación debido al alivio de esfuerzos en un subsuelo estratificado en un campo de pilotes se determina por medio de la siguiente expresión:

$$\delta_c = \sum_0^{z_1} \rho_e \nu_c M_{ei} (\sigma_{oi} - \sigma_i) \Delta z_i + \sum_d^{d-z_1} \rho_e \nu_c M_{ei} (\sigma_{oi} - \sigma_i) \Delta z_i + \sum_d^f \rho_e \nu_c M_{ei} (\sigma_{oi} - \sigma_i) \Delta z_i + \delta_R$$

$$(\text{III.III.1.4})$$

El valor de ν_c se usa solamente en suelos altamente estratificados, donde $\nu_c M_{ei} = m_{\nu_e}$ de otro modo se debe adoptar un valor de $\nu_c = 1$.

Se encuentra generalmente que el primer término en la fórmula III.III.1.4 es considerablemente mayor que los otros. Nótese que el desplazamiento por excavación se reduce considerablemente por la presencia de los pilotes, ya que en caso contrario los desplazamientos serían equivalente al área de esfuerzos 1-5-5'-1'.

El efecto de la elongación de los pilotes debido a la respuesta elástica en la zona intermedia z_2-z_1 debe ser investigado (fig. III.III.1.1). Sea δ_r la respuesta elástica total del suelo, igual a la elongación del pilote en la misma zona. La expansión aproximada del suelo por causa del alivio adicional de esfuerzos $\Delta\sigma_p$ debido a la elongación del pilote es:

$$\delta_R = \rho_e \nu_c M_{ea} \Delta\sigma_{ep} (z_2 - z_1) \quad (\text{III.III.1.5})$$

Donde:

M_{ea} = módulo de deformación promedio para la respuesta elástica determinado a partir de los ciclos de histéresis en prueba de compresión no confinada.

ρ_e = factor de expansión .

La elongación del pilote en la misma zona es :

$$\delta_{R'} = \frac{T_a}{a_p E_p} (z_2 - z_1) \quad (\text{III.III.I.6})$$

Donde a_p es la sección transversal del pilote y E_p es el módulo de elasticidad a la tensión. Igualando las expresiones III.III.I.5 y III.III.I.6 y resolviendo para el alivio de esfuerzos en el suelo, obtenemos:

$$\Delta\sigma_{ep} = \frac{T_a}{\rho_e \nu_c M_{ea} E_p a_p} \quad (\text{III.III.I.7})$$

Por otro lado, la variación de la fuerza de tensión en el pilote es:

$$\Delta T_a = \Delta\sigma_{ep} \bar{a} \quad (\text{III.III.I.8})$$

Substituyendo obtenemos:

$$\Delta T_a = \frac{T_a}{\rho_e \nu_c M_{ea} E_p} \cdot \frac{\bar{a}}{a_p} \quad (\text{III.III.I.9})$$

La expansión del suelo en la zona $(z_2 - z_1)$ es:

$$\delta_R = \frac{T_a - \Delta T_a}{a_p E_p} (z_2 - z_1) \quad (\text{III.III.I.10})$$

Para dar una idea de esta corrección, usaremos valores obtenidos en la práctica. A partir de un primer cálculo, asumiendo pilotes de concreto infinitamente rígidos, la tensión encontrada es $T_a = 36000$ kg en la zona intermedia $(z_2 - z_1) = 1000$ cm. El área de la sección transversal de los pilotes es 1500 cm², y el módulo de elasticidad bajo tensión $E_p = 150000$ kg/cm². El factor de expansión es del orden de $\rho_e = 0.2$. Bajo condiciones de confinamiento lateral para una relación de

Poisson de $\nu = 0.35$, se obtiene un valor de $\nu_c = 0.6$. El módulo de deformación lineal del suelo en la zona $z_2 - z_1$ resulta $M_{ea} = 0.02 \text{ cm}^2/\text{kg}$. El área tributaria nominal a' de un pilote en el campo es igual a 40000 cm^2 . Por lo tanto, aplicando las expresiones III.III.I.9 y III.III.I.10, se obtienen los valores siguientes: la variación de la fuerza de tensión en el pilote $\Delta T_a = 2670 \text{ kg}$, el alivio de esfuerzos en el suelo $\Delta \sigma_e = 0.067 \text{ kg/cm}^2$ y $\delta_R = 0.15 \text{ cm}$. De esta manera, para este caso en particular, se concluye que la corrección en la tensión y elongación del pilote en la zona $(z_2 - z_1)$ es insignificante para propósitos prácticos.

III.III.II Reaplicación de carga

Después de que la primera etapa de excavación se realizó a la profundidad h_1 , tal como se describió anteriormente, el nuevo estado de esfuerzos verticales iniciales en la masa del suelo tomando en cuenta la presencia de los pilotes de fricción, está dado por la curva 1'-2-3-4' en la figura III.III.II.1. Estos esfuerzos en lo sucesivo serán llamados $\overline{\sigma_{oi}}$. En la segunda etapa de excavación, la construcción de la estructura de cimentación y la superestructura se lleva a cabo en trincheras, por sustitución de pesos. Por lo tanto, no habrá más cambios significativos en los esfuerzos del subsuelo. Los esfuerzos efectivos $(\Delta \sigma_{ex})_2$ pertenecientes a la segunda etapa de excavación a la profundidad h se presentarán gradualmente por el peso de la estructura de cimentación rígida y edificio. Ningún desplazamiento por excavación ocurre al nivel de desplante de la cimentación cuando la sustitución de pesos se lleva a cabo apropiadamente. Bajo la aplicación gradual de los esfuerzos $(\Delta \sigma_{ex})_2$ por la sustitución de la estructura de cimentación, los pilotes comienzan a tomar cargas por fricción positiva. La fricción del fuste actúa hacia abajo en la parte inferior de los pilotes, y produce que la tensión T_a , sea revertida hasta un punto donde será cancelada, cuando la carga en los pilotes alcance el valor de $(\Delta \sigma_{ex})_1 \cdot \bar{a}$ (fig. III.III.I.1). Así los esfuerzos generados en la masa de suelo regresan a un estado inicial, lo cual está representado por las curvas 3-4-5, en la parte inferior de los pilotes. **Por lo tanto este procedimiento representa el diseño de una cimentación totalmente compensada con pilotes de fricción**, en la cual los pilotes y el suelo soportarán conjuntamente una carga equivalente al esfuerzo efectivo vertical encontrado a la elevación del nivel $h-h$; por lo tanto:

$$\sigma_{oh} = [\Delta_{ex}]_1 + [\Delta_{ex}]_2 \quad (\text{III.III.II.1})$$

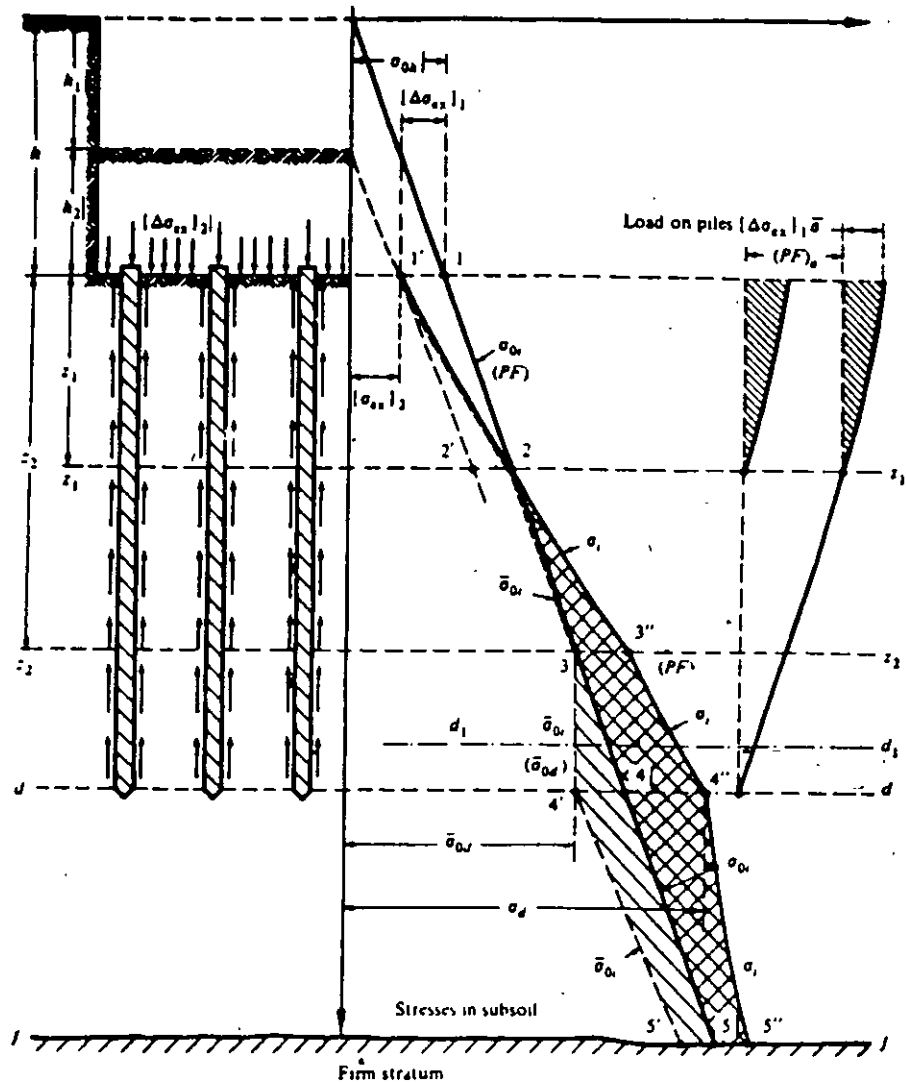


Figura III.III.II.1

El valor de $(\Delta\sigma_{ex})_1$ es tomado por lo pilotes de fricción, y $(\Delta\sigma_{ex})_2$ por el suelo entre los pilotes. Si u_h representa la subpresión del agua a la elevación de la cimentación (profundidad h), entonces la carga unitaria total que puede ser aplicada resulta:

$$q_h = \sigma_{oh} + u_h \quad (\text{III.III.II.2})$$

Los asentamientos generados por la reaplicación de la carga deberán ser sólo aquellos debidos a la recompresión del área de esfuerzos 3-4'-5'-5'-4-3 (fig. III.III.II.1) y podrán ser calculados con la fórmula:

$$\delta_s = \sum_{z_2}^f \rho_c m_v (\sigma_{oi} - \overline{\sigma_{oi}}) \Delta z_i \quad (\text{III.III.II.3})$$

Donde ρ_c es el factor de recompresión descrito anteriormente. Nótese que la recompresión del área de esfuerzos 1-1'-2 no se produce, ya que ésta es tomada por los pilotes bajo la acción de la fricción positiva. De esta manera, los asentamientos debidos a la recompresión de los estratos de suelo superiores de alta compresibilidad hasta una profundidad z_1 - z_1 son eliminados con este método. Por lo que la cimentación compensada con pilotes de fricción, para la misma carga, conduce a hundimientos mucho menores que una cimentación compensada sin pilotes de fricción.

Es posible hacer trabajar a los pilotes a una mayor carga, siempre que los asentamientos totales permisibles no sean alcanzados. Lo anterior es factible, cuando los depósitos de suelo inferiores son considerablemente menos compresibles que los de la parte superior y por otra parte no se rebasan los esfuerzos críticos del suelo.

Las cimentaciones compensadas son especialmente importantes en áreas donde se presenta hundimiento regional del suelo. En este caso es conveniente diseñar este dicho tipo de cimentación para evitar que ésta emerja de la superficie del suelo. Por lo tanto, los pilotes se diseñan bajo fricción positiva última, la cual es totalmente movilizadada por el desplazamiento relativo entre los pilotes rígidos y el suelo en proceso de consolidación. Para una cimentación de este tipo suponemos que la fricción positiva en los pilotes se desarrolla a partir de la elevación z_1 hasta la punta, pudiéndose calcular utilizando el método paso a paso mediante las expresiones:

$$\begin{aligned} \sigma_i &= \overline{A_i} \overline{\sigma_{oi}} + \overline{B_i} \sigma_{i-1} + \overline{C_i} (FP)_{i-1} \\ (FP)_i &= (\sigma_i - \overline{\sigma_{oi}}) \overline{a_i} \quad (\text{III.III.II.4}) \end{aligned}$$

Por lo tanto, el incremento de carga última que los pilotes pueden soportar, además de la carga $\overline{a} (\Delta \sigma_{ex})_1$ se obtiene por integración hacia abajo a partir del nivel (1-1) hasta el nivel (d-d). Las condiciones de frontera al nivel (z_1 - z_1) son $(FP)_{1,1} = (FP)_{20} = 0$, $\sigma_{1,1} = (\Delta \sigma_{ex})_2$. Los valores de $\overline{\sigma_{oi}}$ son conocidos y dados por la curva 2-3-4'-5' (fig. III.III.II.1). La integración se sigue hasta una cierta profundidad (d_1 - d_1), estableciendo el valor de $(\sigma_i - \overline{\sigma_{od}})$ a partir del cual la fricción positiva total se determina mediante $(FP)_{d1} = (\sigma_i - \overline{\sigma_{od}}) \overline{a}$. Si en dicho nivel se encuentra que

$0.3q_{ui} \leq k_s \sigma_1$, entonces $\Delta(FP) = 0.3\bar{w} \sum_{d1}^d q_{ui} \Delta z$, . Por lo tanto, la carga total que puede ser aplicada a los pilotes es:

$$Q_{fu} = \bar{a}(\Delta \sigma_{exc})_1 + FP_{d1} + 0.3\bar{w} \sum_{d1}^d q_{ui} \Delta z, \quad (\text{III.III.II.5})$$

Siendo la carga total unitaria que la cimentación puede soportar:

$$q_h = (\Delta \sigma_{exc})_2 + \frac{Q_{fu}}{a} + u_h \quad (\text{III.III.II.6})$$

Los asentamientos que pueden ser esperados para este tipo de cimentación serán los correspondientes al área de recompresión de esfuerzos 3-4'-5'-5-4-3 y el área de compresión 2-3-4-5-5''-4''-3''-2 por lo tanto:

$$\delta_s = \sum_{z2}^f \rho_c m_{vz} (\sigma_{oi} - \bar{\sigma}_{oi}) \Delta z_i + \sum_{z1}^f \rho_c m_{vz} (\sigma_i - \sigma_{oi}) \Delta z_i, \quad (\text{III.III.II.7})$$

El valor de m_v se usa si los depósitos del suelo son altamente estratificados o reforzados por los pilotes ; de otro modo deberá emplearse el valor de M_z .

Puede notarse que el diseño de la cimentación está basado en un criterio elastoplástico. Los pilotes trabajarán bajo equilibrio plástico, y la carga unitaria aplicada al suelo en el desplante de la cimentación representa la respuesta elástica del suelo. No obstante, el esfuerzo crítico σ_{bz} en la parte inferior de los depósitos a partir del nivel z_1 - z_1 hasta el nivel f - f deberán ser observados cuidadosamente para evitar grandes compresiones de los estratos del suelo. Por lo tanto, las cimentaciones compensadas con pilotes de fricción pueden ser usadas con ventaja, especialmente en depósitos preconsolidados de suelo donde la compresibilidad decrece con la profundidad, y en áreas donde el hundimiento regional tiene lugar.

Cuando se trata de depósitos sensitivos normalmente consolidados, los esfuerzos inducidos deberán permanecer iguales o menores que los esfuerzos iniciales σ_{oi} , es decir, la curva 2-3"-4"-5" deberá alcanzar como máximo la curva 1-2-3-4-5.

En el caso de cimentaciones compensadas con pilotes de fricción, la resistencia a la penetración de las puntas de los pilotes deberá tomarse en cuenta, ya que la cimentación tiene que seguir el hundimiento regional. Cuando los materiales del subsuelo bajo las puntas de los pilotes son de media a muy alta compresibilidad, la resistencia por punta resulta despreciable, no obstante, puede ser estimada mediante condiciones de flujo plástico a partir de:

$$Q_{pu} = a_p \sigma_b \quad (\text{III.III.II.8})$$

En donde σ_b es el esfuerzo de compresión crítico en estado confinado del suelo al nivel d-d y a_p es el área de la sección transversal de la punta del pilote. En caso de que el material del subsuelo sea limo, o arcilla limosa con arena fina, la resistencia por punta puede ser calculada mediante la siguiente expresión:

$$Q_{pu} = a_p (\alpha_1 (cN_c + \sigma_d N_q))(D_r + 0.1) \quad (\text{III.III.II.9})$$

Las puntas de los pilotes se diseñan para penetrar continuamente en el subsuelo forzadas por el hundimiento regional y el peso del edificio. Por lo tanto, las propiedades de esfuerzo cortante deberán ser seleccionadas cuidadosamente por medio de pruebas no drenadas realizadas en cámaras triaxiales en especímenes de suelo no alterados. El espécimen de prueba se reconsolidado a los esfuerzos efectivos que tenía in situ, y se ensaya bajo condiciones no drenadas. De esta prueba, el parámetro de cortante c_{cu} y ϕ_{cu} son determinados. El valor de D_r en la fórmula III.III.II.9 para la mayoría de suelos compresibles puede ser tomado del orden de 0.3.

La resistencia por punta última obtenida mediante la expresión III.III.II.9 es añadida a la fricción positiva Q_{fu} . Por lo tanto, la carga que soporta el pilote por punta y fricción positiva es:

$$Q_{fp} = Q_{fu} + Q_{pu} \quad (\text{III.III.II.10})$$

En el diagrama de esfuerzos de la figura III.III.II.1 se muestra el efecto descrito, excepto que los esfuerzos verticales entre el nivel d-d y f-f deberán ser incrementados, debido a la carga por punta de los pilotes en el nivel d-d. La distribución del incremento de esfuerzos provocado por la acción de la punta de los pilotes puede ser determinada de la teoría de la elasticidad, y deberá ser incluido en el segundo término de la fórmula III.III.II.7, cuando se calculen los asentamientos.

III.IV Momentos de volteo

Los sismos y fuerzas de viento de gran intensidad causan en la estructura de cimentación momentos de volteo, incrementando las reacciones a una magnitud necesaria para garantizar un equilibrio estático. Para estimar sus efectos en una cimentación compensada con pilotes de fricción, se considerará la siguiente filosofía, al trabajar los pilotes bajo carga última por fricción positiva, estos no son capaces de admitir incrementos de carga. Por lo tanto, los incrementos inducidos por los momentos de volteo son tomados por reacción del suelo contra la losa de cimentación, como si los pilotes no estuvieran presentes. La rotación de la estructura de la cimentación y la probable inclinación permanente del edificio, originada por el momento de volteo, se calculan por los métodos ya conocidos para cimentaciones compensadas sin pilotes. En el caso de cimentaciones con pilotes de fricción, los esfuerzos de contacto del suelo son usualmente pequeños y permanecen bajo condiciones de respuesta elástica. Por lo tanto deberán tener un comportamiento más favorable bajo fuerzas no balanceadas en comparación con las cimentaciones compensadas sin pilotes de fricción. Más aún, bajo cargas transitorias producidas por sismos, los pilotes ofrecerán resistencia, y por lo tanto el procedimiento recomendado para investigar el comportamiento de la cimentación bajo momentos de volteo resulta conservador.

III.V Momentos flexionantes y cortante

El cálculo de la estabilidad de la estructura de cimentación con las cargas de las columnas, suelo y reacción de los pilotes se realiza de manera que la carga en los pilotes se considera que no cambia con las deflexiones de la estructura de cimentación, ya que los pilotes de fricción trabajan bajo condiciones plásticas. La parte correspondiente a la reacción del suelo en contra de la estructura rígida de cimentación deberá ser investigada usando el método de módulo de cimentación.

En el diseño estructural de cimentaciones, deberá ser considerado que los pilotes no alcanzan exactamente la misma carga plástica. Los valores límite deberán ser establecidos a partir de la variación de las propiedades del esfuerzo cortante a ser esperadas en los depósitos de suelo para la profundidad a la que los pilotes se encuentran embebidos y en el área en que son hincados. En la práctica es común hallar una variación del orden de $\pm 20\%$ en un subsuelo uniformemente estratificado, como sedimentos lacustres compresibles y sedimentos marinos que se extienden a gran profundidad. En general, las variaciones en la carga plástica de los pilotes tiene pequeñas influencias cuando la cimentación se diseña con una gran rigidez y el desplante se encuentra a relativa profundidad, como es el caso de la cimentaciones compensadas y cuando las condiciones estratigráficas en el área cubierta por los pilotes puede ser asumida uniforme. La uniformidad del subsuelo deberá ser investigada por medio de pruebas de penetración con cono, relacionando estos resultados con muestras no alteradas que permitan determinar las características mecánicas de los sedimentos del suelo. Variaciones importantes en las condiciones del subsuelo pueden producir capacidades de cargas no deseadas en los pilotes, induciendo inclinaciones del edificio que pueden ser investigadas y evaluadas tomando en consideración la relación peso del edificio-ancho de cimentación.

RCDF, 1987.

NORMAS TECNICAS

COMPLEMENTARIAS PARA

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE

CIMENTACIONES.

VERIFICACION DE SEGURIDAD DE
CIMENTACIONES SOMERAS

ESTADOS LIMITE DE FALLA

PARA CIMENTACIONES DESPLANTADAS
EN SUELOS COHESIVOS:

$$\underline{\Sigma Q F_e / A < c_u N_e F_R + p_v}$$

donde:

$\Sigma Q F_e$: *suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectada por su respectivo factor de carga.*

A : *área del cimiento en m².*

c_u : *cohesión aparente, en ton / m², determinada en ensaye triaxial UU.*

N_e : *coeficiente de capacidad de carga dado por:*

$$N_e = 5.14 (1 + 0.25 D_f / B + 0.25 B / L)$$

para $D_f / B < 2$ y $B / L < 1$

donde D_f es la profundidad de desplante y B es el ancho de la cimentación, ambas en m.

F_R : *factor de resistencia especificado en el inciso 3.2 de las presentes normas.*

p_v : *presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo, en ton / m².*

VERIFICACION DE SEGURIDAD DE CIMENTACIONES SOMERAS

ESTADOS LIMITE DE FALLA

PARA CIMENTACIONES DESPLANTADAS EN SUELOS FRICCIONANTES:

$$\underline{\Sigma Q F_e / A < [\bar{p}_v (N_q - 1) + \gamma B N_\gamma / 2] F_R + p_v}$$

donde:

$\Sigma Q F_e$: suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectada por su respectivo factor de carga .

\bar{p}_v : presión vertical efectiva a la profundidad de desplante por peso propio del suelo, en ton / m².

N_q : coeficiente de capacidad de carga dado por :

$$N_q = \exp [\pi \tan \phi] \tan^2 (45^\circ + \phi / 2)$$

siendo ϕ el ángulo de fricción interna del material.

γ : peso volumétrico del suelo en ton / m³

B : ancho de la cimentación en m.

N_γ : coeficiente de capacidad de carga dado por :

$$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \phi$$

F_R : factor de resistencia especificado en el inciso 3.2 de las NTCDCCRDF 1987.

p_v : presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo, en ton / m².

VERIFICACION DE SEGURIDAD DE CIMENTACIONES SOMERAS

ESTADOS LIMITE DE SERVICIO

Los asentamientos diferidos se calcularán por medio de la relación:

$$\Delta H = \frac{\sum_0^H [\Delta e / (1 + e_0)] \Delta z}{1}$$

donde:

- ΔH : *asentamiento de un estrato de espesor H.*
- e_0 : *relación de vacíos inicial.*
- Δe : *variación de la relación de vacíos bajo el incremento de esfuerzo vertical Δp inducido a la profundidad z por la carga superficial. Esta variación se estimará a partir de una prueba de consolidación unidimensional realizada con material representativo del existente a esa profundidad.*
- Δz : *espesores de estratos elementales en los cuales los esfuerzos pueden considerarse uniformes.*

CRITERIO DE STEINBRENNER PARA CALCULO DE DEFORMACIONES INMEDIATAS

La deformación que se genera en la esquina de un área flexible uniformemente cargada, desde la superficie del suelo hasta la profundidad z , está dada por:

$$\delta = \frac{q B}{E} [(1-\nu^2)F_1 + (1-\nu-2\nu^2)F_2]$$

donde:

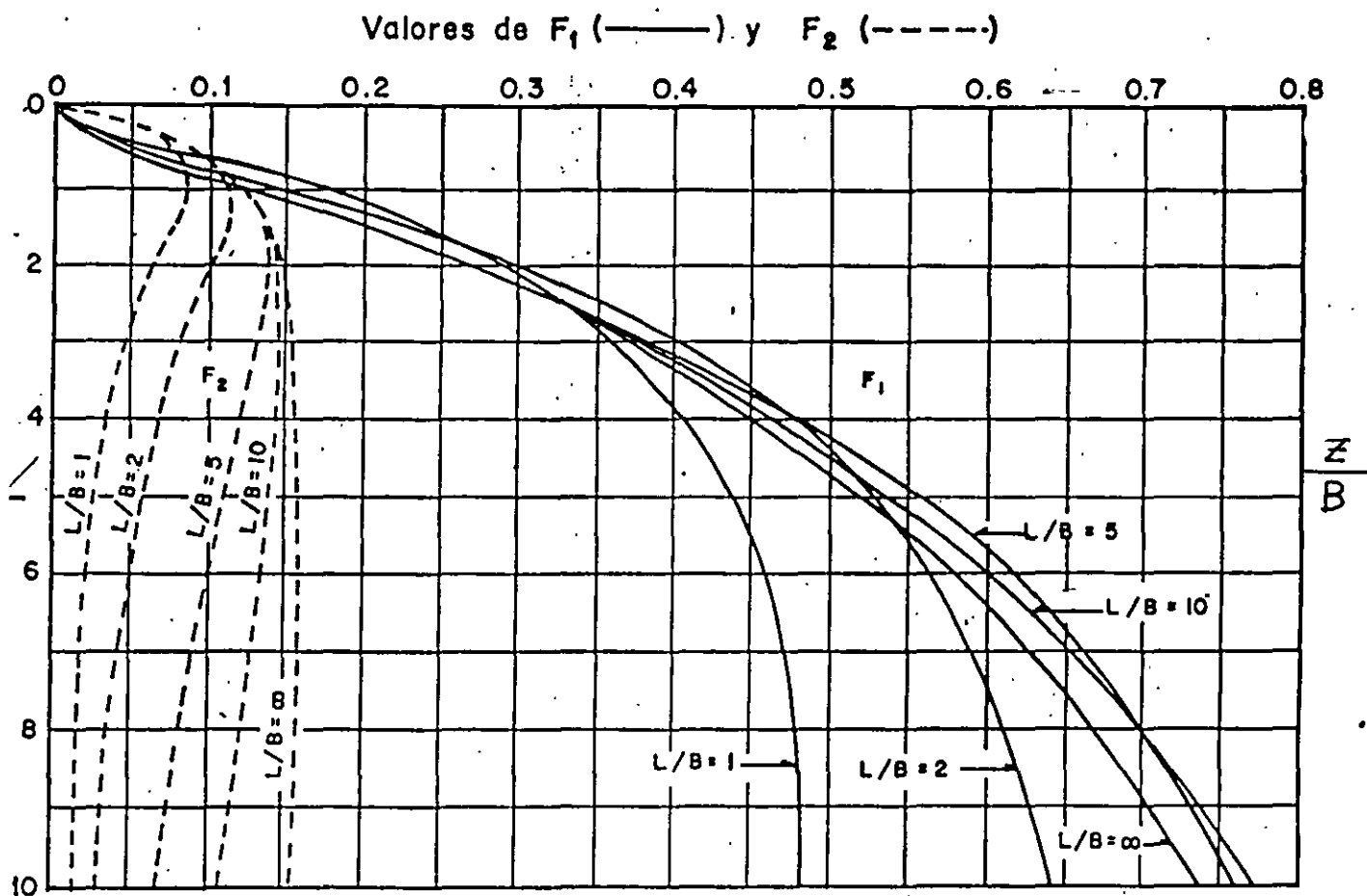
q : carga uniformemente repartida en t/m^2

B : ancho del cimiento en m

E : módulo de elasticidad del suelo, en t/m^2

ν : relación de Poisson

F_1 y F_2 : funciones que dependen de la geometría del cimiento y de la profundidad z



Factores de influencia F_1 y F_2

CIMENTACIONES CON PILOTES DE PUNTA O PILAS

ESTADOS LIMITE DE FALLA

La capacidad de carga de pilotes de punta o pilas, se calculará como sigue:

- Para suelos cohesivos:

$$C_p = [C_u N_c^* F_R + p_v] A_p$$

donde:

- C_p : capacidad por punta [ton] .
 C_u : cohesión aparente, determinada en ensaye triaxial UU [ton / m²] .
 N_c^* : coeficiente de capacidad de carga definido en la tabla siguiente :

ϕ_u	0°	5°	10°
N_c^*	7	9	13

- F_R : factor de resistencia igual a 0.35 .
 p_v : presión vertical total debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de los pilotes [ton / m²] .
 A_p : área transversal de la pila o del pilote [m²] .

CIMENTACIONES CON PILOTES DE PUNTA O PILAS

ESTADOS LIMITE DE FALLA

(1)

La capacidad de carga de pilotes de punta o pilas, se calculará como sigue:

- Para suelos friccionantes:

$$C_p = [\bar{p}_v N_q^* F_R + p_v] A_p$$

donde :

C_p : capacidad por punta [ton] .

\bar{p}_v : presión vertical efectiva a la profundidad de desplante de los pilotes [ton / m²]

N_q^* : coeficiente de capacidad de carga definido por :

$$N_q^* = N_{\min} + L_e (N_{\max} - N_{\min}) / [4B \tan (45^\circ + \phi / 2)]$$

cuando : $L_e / B \leq 4 \tan (45^\circ + \phi / 2)$,

o bien : $N_q^* = N_{\max}$

cuando : $L_e / B \geq 4 \tan (45^\circ + \phi / 2)$.

ϕ	20°	25°	30°	35°	40°
N _{máx}	12.5	26.0	55.0	132.0	350.0
N _{mín}	7.0	11.5	20.0	39.0	78.0

(CONTINUA EN DOCUMENTO 2) →

NORMAS TECNICAS DE CIMENTACIONES RDF 1987

CIMENTACIONES CON PILOTES DE FRICCION

ESTADOS LIMITE DE FALLA

Para comprobar la estabilidad de las cimentaciones con pilotes de fricción, se verificará, para la cimentación en su conjunto, para cada uno de los diversos grupos de pilotes y para cada pilote individual, el cumplimiento de la desigualdad siguiente para las distintas combinaciones de acciones verticales consideradas:

$$\underline{\Sigma Q F_e < R}$$

donde:

- $\Sigma Q F_e$: *suma de los incrementos netos de carga debidos a las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectada por sus correspondientes factores de carga. Las acciones incluirán el peso propio de los pilotes o pilas y el efecto de la fricción negativa que pudiera desarrollarse sobre el fuste de los mismos o sobre su envolvente.*
- R : *capacidad de carga del sistema constituido por pilotes de fricción más losa o zapatas de cimentación.*

CIMENTACIONES CON PILOTES DE PUNTA O PILAS

← (PROVIENE DE DOCUMENTO 1)

ESTADOS LIMITE DE FALLA

(2)

- FR: *factor de resistencia igual a 0.35 .*
- pv: *presión vertical total debida al peso del suelo
a la misma profundidad [ton / m²] .*
- Ap: *área transversal de la pila o del pilote
[ton / m²] .*

CIMENTACIONES CON PILOTES DE FRICCION

ESTADOS LIMITE DE FALLA

La capacidad de carga por adherencia lateral de un pilote de fricción individual bajo esfuerzos de compresión, se calculará como:

$$\underline{C_f = A_L f F_R}$$

donde:

- C_f : capacidad por adherencia [ton].
 A_L : área lateral del pilote [m²].
 f : adherencia lateral media pilote-suelo [ton / m²].
 F_R : factor de resistencia calculado por medio de:

$$F_R = 0.7 (1 - s / 2)$$

siendo s la relación entre los máximos de la sollicitación sísmica y la sollicitación total que actúan sobre el pilote.

**NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y
CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES 1993.**

Factores de forma para cimientos superficiales

Cimientos rectangulares :

$$S_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi$$

$$S_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

Cimientos circulares o cuadrados :

$$S_q = 1 + \tan \phi$$

$$S_\gamma = 0.60$$

Factor de escala para pilotes o pilas con diámetro mayor de 0.50 m.

Suelos friccionantes :

$$F_{re} = \left[\frac{B + 0.5}{2B} \right]^n$$

donde :

n : exponente igual a 1.0 para suelo suelto, 2.0 para suelo medianamente denso y 3.0 para suelo denso.

Para suelos cohesivos firmes fisurados se usara la misma expresión pero con n=1.0.

Para pilas coladas en suelos cohesivos firmes fisurados :

$$F_{re} = \frac{(B + 1)}{(2B + 1)}$$

**4. TEORIAS DE CAPACIDAD DE CARGA;
TERZAGHI, SKEMPTON, MEYERHÖF Y
ZEEVAERT**

Capacidad de Carga

Introducción

Para visualizar el problema de la Capacidad de Carga en suelos resulta útil el análisis del modelo mecánico que se presenta a continuación, debido a Khristianovich. Considérese una balanza ordinaria, cuyo desplazamiento está restringido por fricción en las guías de los platillos, fig. 1.

Si un peso suficientemente pequeño se coloca en un platillo, la balanza permanece en equilibrio, pues la fricción en las guías puede neutralizarlo; en cambio, si el peso colocado es mayor que la capacidad de las guías para desarrollar fricción, se requerirá, para el equilibrio, un peso suplementario en el otro platillo.

En el platillo derecho existe P y se requiere conocer Q , que debe colocarse en el platillo izquierdo, para tener la balanza en equilibrio crítico (situación en que la balanza pierde su equilibrio con cualquier incremento de peso en uno de sus platillos). Este problema tiene dos soluciones; una corresponde a un $Q < P$ y la otra, por el contrario, a un $Q > P$.

Considérese ahora el caso de una cimentación. Un cimiento de ancho, B , está desplantado a una profundidad D , dentro de un medio continuo, fig. 2. El problema de una cimentación sería encontrar la carga " q ", máxima, que puede ponerse en el cimiento, sin que se pierda la estabilidad del conjunto. La presión " q " que puede ponerse en el platillo izquierdo es mayor que la carga del otro platillo, $p = \gamma D$, puesto que la resistencia del suelo, representada en el modelo por la fricción en las guías, está trabajando en favor del " q ".

Ahora " q " es nulo, pero conforme se profundiza la excavación las cosas suceden como si se bajase el nivel de la balanza de la fig. 2. ; con la consecuencia del aumento de la presión p . Existirá una profundidad crítica tal que, al tratar de aumentar la excavación, el fondo de ésta se levantará como el platillo de la balanza lo haría. Este es el fenómeno de falla de fondo.

Una cimentación en la que " q " sea igual a " p " se denomina en Mecánica de Suelos totalmente compensada.

Teorías de capacidad de carga de cimientos superficiales.

Una buena parte de las teorías desarrolladas tiene su base en hipótesis simplificadoras del comportamiento de los suelos y en desarrollos matemáticos, a partir de tales hipótesis; en otras teorías, especialmente en las que corresponden a desarrollos recientes, la observación y el empirismo juegan un papel mucho más importante, se puede decir que todas las teorías matemáticas tienen como punto de partida la solución de Prandtl.

Las diferentes teorías de Capacidad de Carga, solucionan problemas en suelos cohesivos, friccionantes y algunas teorías el caso de suelos cohesivo-friccionantes.

Análisis Límite del problema de capacidad de carga en suelos cohesivos.

La teoría de la Elasticidad permite establecer la solución para el estado de esfuerzos en un medio semi-infinito, homogéneo isótropo y linealmente elástico, cuando sobre él actúa una carga uniformemente distribuida, sobre una banda de ancho $2b$ y de longitud infinita, fig. 3. Aquí los máximos esfuerzos cortantes valen (q/π) y están aplicados en el semicírculo de diámetro igual a $2b$.

Para completar la aplicación del análisis límite a los problemas de capacidad de carga de suelos puramente cohesivos se necesita un valor límite superior para el valor de la carga última q_u . Para realizar este análisis se aplica el Método Succo al problema de capacidad de carga, fig. 4.

En realidad puede demostrarse que el círculo analizado no es el más crítico posible. Si se escoge un centro en O' , sobre el borde del área cargada, pero más alto que O , puede probarse que existe un círculo, el más crítico de todos, para el que $q_{max} = 5.5c$ y representa la carga máxima que puede darse al cimiento, sin que ocurra el deslizamiento a lo largo del nuevo círculo.

Así la carga última real, q_u , resulta acotada entre los valores

$$\pi c \leq q_u \leq 5.5 c$$

En la solución de Prandtl, se propone que el mecanismo de falla es el mostrado en la fig. 5., y se debe de calcular cuál es la presión máxima que puede darse al elemento rígido sin que penetre; a este valor particular se le denomina carga límite. El valor límite de la presión encontrado por Prandtl fue de $q_{max} = (\pi + 2)c$. Esta solución es la base de todas las Teorías de Capacidad de Carga que se han desarrollado para aplicación específica a suelos.

La Teoría de Terzaghi

La teoría cubre el caso más general de suelos con "cohesión y fricción", es la teoría más usada para el cálculo de la capacidad de carga en cimientos poco profundos; dicha expresión se aplica a cimentaciones en las que el ancho $B \geq D_f$ (Profundidad de desplante). De la parte superior se desprecia la resistencia al esfuerzo cortante τ , haciendo la equivalencia del suelo arriba del nivel de desplante como una sobrecarga q , fig. 6.

Con base en los estudios de Prandtl en suelos cohesivos, Terzaghi los extendió a un suelo de tipo cohesivo-friccionante, proponiendo el mecanismo de falla mostrado en la fig. 7.

En este mecanismo de falla, la zona I, es una cuña que se mueve como cuerpo rígido con el cimiento, verticalmente hacia abajo. Una zona II es de deformación tangencial radial. La zona III es una zona de estado plástico pasivo de Rankine.

Para que el cimiento penetre deberá de vencer las fuerzas resistentes, como son la cohesión en las superficies AC y la resistencia pasiva en esas mismas superficies; en el caso de la falla incipiente, estos empujes forman un ángulo ϕ , la dirección es vertical.

Despreciando el peso de la cuña y considerando el equilibrio de fuerzas verticales.

$$q_c B = 2P_p + 2C_f \text{Sen } \phi$$

q_c : Carga de falla en el cimiento

P_p : Empuje pasivo

C_f : Fuerza de cohesión

$$\Rightarrow q_c B = 2P_p + 2 \frac{Bc}{2 \text{Cos } \phi} \text{ Sen } \phi$$

$$q_c = \frac{1}{B} (2P_p + Bc \text{ Tan } \phi)$$

Lo que tenemos que calcular es el valor de P_p ; $P_p = P_{pe} + P_{pq} + P_{py}$.

P_{pc} : Componente debida a la cohesión, superficie CDE

P_{pq} : Componente debida a la sobrecarga $q = \gamma D_f$ superficie AE

P_{py} : Componente debida a los efectos normales y de fricción, superficie CDE

$$q_c = \frac{1}{B} (2\{P_{pc} + P_{pq} + P_{py}\} + Bc \tan \phi); \quad q_c = \frac{2}{B} (P_{pc} + P_{pq} + P_p \gamma + \frac{1}{2} Bc \tan \phi)$$

Calculando algebraicamente los valores de P_{pc} , P_{py} , P_{pq} ; llegamos a que la carga de falla es:

$$q_c = cN_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

Ahora q_c es la presión máxima que puede darse al cimiento por unidad de longitud, sin provocar su falla. (se expresa en unidades de presión).

N_c , N_q , N_γ ; Factores de capacidad de carga función del ángulo ϕ , debidos a la cohesión, sobrecarga y al peso del suelo.

La ecuación anterior es la fundamental de la teoría de Terzaghi y permite calcular, en principio, la capacidad de carga última de un cimiento poco profundo de longitud infinita, con carga vertical únicamente. La condición necesaria es conocer los valores de N_c , N_γ y N_q , obtenidos a partir de la Fig.8.

Las líneas punteadas, se explican de la siguiente forma: el mecanismo de falla, fig. 7., supone que al ir penetrando el cimiento en el suelo se va produciendo cierto desplazamiento lateral de modo que los estados plásticos desarrollados inicialmente se amplían hasta los puntos E' y E, de tal manera que en el instante de la falla, toda la superficie de falla trabaja al esfuerzo límite. Este tipo de falla se le conoce como falla general. En materiales arenosos sueltos o arcillas muy blandas, donde la deformación crece mucho cerca de la carga de falla, el cimiento penetra pero no logra desarrollarse el estado plástico hasta los puntos E y E', sino que la falla ocurre antes, a carga menor, al llegar a un nivel de asentamientos, que para el cimiento equivale a la falla del mismo. A este mecanismo se le conoce como falla local. Para obtener la capacidad de carga de un modo aproximado en la falla local se hace:

$$c' = 2/3c \quad \tan \phi' = 2/3 \tan \phi$$

Y se aplica la expresión general, esto es, se determina la posibilidad de falla local. Si esto es posible se calcula ϕ' y se determinan los valores N_c , N_q y N_γ utilizando las líneas llenas.

Otra forma es utilizar el valor de ϕ y las curvas discontinuas.

Finalmente la capacidad de carga última respecto a la falla local queda dada por la expresión:

$$q_c = \frac{2}{3} c N_c' + \gamma D_f N_q' + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma'$$

Esta teoría se refiere a cimientos continuos; para cimientos cuadrados o redondos, no existe ninguna teoría, ni aún aproximada, por lo que Terzaghi propuso lo siguiente:

$$\text{Para cimientos cuadrados: } q_c = 1.3 c N_c + \gamma D_f N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma \quad (2)$$

B; Ancho=Largo del cimiento.

$$\text{Para cimientos circulares: } q_c = 1.3c N_c + \gamma D_f N_q + 0.6 \gamma R N_\gamma \quad (3)$$

R; Radio del cimiento.

En ambos casos N_c , N_q y N_γ serán los correspondientes a la falla general o local.

Las ecuaciones anteriores corresponden a cimientos con carga vertical sin ninguna excentricidad.

Para los suelos puramente cohesivos, $c \neq 0$ y $\phi = 0$, en este caso $N_c = 5.7$; $N_q = 1.0$ y $N_\gamma = 0.0$

Con estos valores la ecuación de Terzaghi cimientos de longitud infinita queda de la siguiente forma:

$$q_c = 5.7c + \gamma D_f \quad (4)$$

En una prueba de compresión simple $c = \frac{q_u}{2}$ por lo que

$$q_c = 2.85q_u + \gamma D_f \quad (5)$$

Para el caso de cimientos cuadrados y circulares bastará con sustituir los valores de N_c , N_q y N_γ antes encontrados en las ecuaciones (2) y (3). En cimientos que tienen una longitud finita comunmente se utiliza la expresión siguiente:

$$q_c = 2.85 q_u \left(1 + 0.3 \frac{B}{L}\right) + \gamma D_f$$

Teoría de Skempton

- Suelos cohesivos
- N_c es dependiente de la profundidad de desplante, creciendo conforme aumenta la profundidad de desplante hasta un valor constante para una relación $D/B \geq 4.5$
- $q_c = c N_c + \gamma D_f$

$N_c \neq 5.7$ $f(D/B)$ Fig. 9

$D \Rightarrow$ Es la profundidad de entrada del cimiento en el suelo resistente.

Fig. 10

$B \Rightarrow$ Es el ancho.

$\gamma D_f \Rightarrow$ Es la sobrecarga, y en un suelo heterogéneo deben tomarse en cuenta los diferentes espesores de los suelos que forman el perfil.

Teoría de Meyerhof

En la teoría de Terzaghi, no se toman en cuenta los esfuerzos cortantes desarrollados en el suelo arriba del nivel de desplante del cimiento; el suelo arriba del plano de apoyo del cimiento se toma en cuenta solamente como una sobrecarga perfectamente flexible, pero no como un medio a través del cual puedan propagarse superficies de deslizamiento o en el cual pueda desarrollarse resistencia al esfuerzo cortante.

Meyerhof trató de cubrir esta deficiencia con una teoría de capacidad de carga que ha alcanzado amplia difusión en épocas recientes.

En esta teoría y para el caso de cimientos largos, se supone que la superficie de deslizamiento con la que falla el cimiento tiene la forma que se muestra en las fig. 11. y 12.

Según Meyerhof, la cuña ABB' es una zona de esfuerzos uniformes, a la que se puede considerar en estado activo de Rankine; la cuña ABC , limitada por un arco de espiral logarítmica, es una zona de esfuerzo cortante radial y, finalmente, la cuña $BCDE$ es una zona de transición en que los esfuerzos varían desde los correspondientes al estado de corte radial, hasta los de una zona en estado plástico pasivo. La extensión del estado plástico en esta última zona depende de la profundidad del cimiento y de la rugosidad de la cimentación. La línea BD es llamada por Meyerhof la **superficie libre equivalente** y en ella actúan los esfuerzos normales, p_o , y tangenciales, s_o , correspondientes al efecto del material contenido en la cuña BDE .

La expresión a que se llega finalmente al desarrollar la Teoría de Meyerhof (1950) es:

$$q_c = c N_c + p_o N_q + 0.5 \gamma B N_\gamma$$

Las diferencias estriban en p_o , que ahora no es simplemente igual a γh y en los tres factores de capacidad de carga, N_c , N_q y N_γ , que son diferentes en valor numérico a los que se manejan con la Teoría de Terzaghi.

Meyerhof ha substituido su planteamiento original por uno diferente (1963), fundamentado principalmente en el conocimiento empírico. En este nuevo trabajo Meyerhof vuelve a plantear para el caso de los cimientos superficiales, una ecuación que tiene la forma matemática de la ecuación original de Terzaghi:

$$q_c = c N_c + \gamma D_f N_q + 0.5 \gamma B N_\gamma$$

Para cimientos largos, los coeficientes de capacidad de carga son:

$$\begin{aligned} N_q &= e^{\pi \tan \phi} N_\phi \\ N_c &= (N_q - 1) \cot \phi \\ N_\gamma &= (N_q - 1) \tan (1.4\phi) \end{aligned}$$

En la fig 13 aparecen con líneas llenas las gráficas de dichas expresiones. Para el caso de cimientos superficiales circulares o cuadrados ($B=L$), los coeficientes que deben de considerarse son los mostrados con líneas discontinuas de raya larga. Para el caso de cimientos superficiales rectangulares, con relación B/L no se han obtenido factores de capacidad de carga por métodos teóricos, pero Meyerhof propone una interpolación entre un cimiento largo y cuadrado.

Otro procedimiento, eliminando la interpolación, para obtener los coeficientes de capacidad de carga en el caso cimientos rectangulares es: el multiplicar los coeficientes para cimientos largos por los denominados factores de forma, de origen empírico y que son:

$$\begin{aligned} s_c &= 1 + 0.2 N_\phi (B/L) \\ s_q &= s_\gamma = 1, \text{ para } 0 \leq \phi \leq 10^\circ \\ s_q &= s_\gamma = 1 + 0.1 N_\phi (B/L), \end{aligned}$$

Para el caso de cimientos superficiales rectangulares, el valor de ϕ puede estimarse a partir de una interpolación lineal (respecto a la relación B/L) entre los valores correspondientes a cimientos cuadrados y a cimientos muy largos. Meyerhof propone:

$$\phi_r = (1.1 - 0.1[B/L]) \phi_t$$

En donde ϕ_r es el ángulo de resistencia en un cimiento rectangular con relación B/L y ϕ_t es el ángulo obtenido en una prueba triaxial estándar de compresión. El valor de ϕ_r deberá utilizarse para determinar los factores de capacidad de carga en cimientos rectangulares superficiales, utilizando la fig.13.

La expresión original de capacidad de carga no toma en cuenta la resistencia del suelo al esfuerzo cortante arriba del nivel de desplante; por lo tanto para cimientos superficiales, en que $D_f \leq B$, el incremento en la capacidad de carga puede afinarse con los llamados factores de profundidad, por los que hay que multiplicar los respectivos factores de capacidad de carga, obtenidos de la fig. 13., para obtener los corregidos:

$$\begin{aligned} d_c &= 1 + 0.2 \sqrt{N_\phi} D_f/B \\ d_q &= d_\gamma = 1, \text{ para } 0 \leq \phi < 10^\circ \\ d_r &= d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{N_\phi} D_f/B, \text{ para } \phi > 10^\circ \end{aligned}$$

Lo antes expuesto se refiere a cimientos superficiales en los que la resultante de las cargas a ellos aplicadas es centrada y vertical. En la práctica, sin embargo, es frecuente que dicha resultante sea excéntrica y/o inclinada y ambas condiciones tienden a disminuir substancialmente la capacidad de carga de las cimentaciones.

En el caso de que la carga sea excéntrica, actuando a una distancia e del eje longitudinal del cimiento, se recomienda modificar, para efecto de cálculo, el ancho de la cimentación:

$$B' = B - 2e$$

Este ancho reducido B' , debe usarse en las fórmulas en el término en que interviene B , en lugar de este último y además, también debe usarse al calcular la carga total que puede soportar el cimiento, al valorar el área total de éste.

Si existe una carga excéntrica en las dos direcciones (longitud y ancho), el criterio anterior se aplica independientemente a las dos dimensiones del cimiento.

Para el caso de cimientos superficiales que han de soportar cargas inclinadas un ángulo θ con la vertical, se deberá de estimar la componente vertical de la capacidad de carga con base en los siguientes factores, denominados de inclinación y que son:

$$i_c = i_q = (1 - [\theta/90^\circ])^2$$

$$i_\gamma = (1 - \theta/\phi)^2$$

Estos números multiplicarán a los respectivos factores de capacidad de carga, obtenidos de la fig. 13., para obtener la capacidad reducida del cimiento.

En resumen, la componente vertical de la capacidad de carga de un cimiento superficial puede escribirse en el caso general, de cargas inclinadas y excéntricas, como:

$$q_c = \frac{Q}{B' L'} = d_c i_c c N_c + d_q i_q \gamma D_f N_q + d_\gamma i_\gamma 0.5 \gamma B' N_\gamma$$

Cimentaciones Compensadas

Como su nombre lo indica en este tipo de cimentaciones lo que se busca es remplazar el peso del suelo excavado por el peso de la estructura y su cimentación.

En una cimentación compensada la capacidad de carga del suelo no constituye, en términos generales, el problema a resolver; es de mayor importancia el correspondiente a los movimientos verticales, expansión y asentamiento, debidos al cambio de esfuerzos que se produce por la excavación para alojar la cimentación y la recompresión por el peso de la estructura.

Las cimentaciones compensadas tienen su razón de ser en suelos de alta compresibilidad y baja resistencia al esfuerzo cortante.

La capacidad de carga puede estimarse con la expresión:

$$q_d = 5.7c + \sigma_{od}$$

donde:

q_d : capacidad de carga última.

c : cohesión del material de apoyo.

σ_{od} : esfuerzo efectivo al nivel de desplante.

La capacidad admisible de carga se obtienen aplicando un factor de seguridad al término de la cohesión, esto es:

$$q_a = \frac{5.7c}{FS} + \sigma_{od}$$

De acuerdo con esta expresión, cuando el peso del suelo excavado es igual al peso total de la estructura y su cimentación, el factor de seguridad tiende a ser muy grande.

$$q = q_a + u_{od} = \sigma_{od} + u_{od} = p_{od}$$

$$\therefore q = p_{od}$$

$$\text{y } FS \rightarrow \infty$$

Es posible, cuando el suelo es de tipo preconsolidado aplicar al suelo un incremento de carga por arriba del esfuerzo efectivo inicial, esto es:

$$\Delta\sigma_d = \frac{5.7c}{FS}$$

en este caso el factor de seguridad no debe ser menor de 3.

Sin embargo, debe tenerse cuidado de no rebasar el esfuerzo crítico de comprensión o carga de preconsolidación σ_b , fig. 14., para evitar grandes deformaciones al alcanzar la rama virgen de la curva de compresibilidad. Para evitar lo anterior, debe cumplirse a cualquier profundidad:

$$\Delta\sigma_z \leq (\sigma_{bz} - \sigma_{oz}) / FS, \text{ donde } FS \geq 2$$

y

$$\Delta\sigma_z = \Delta\sigma_d \cdot I_z$$

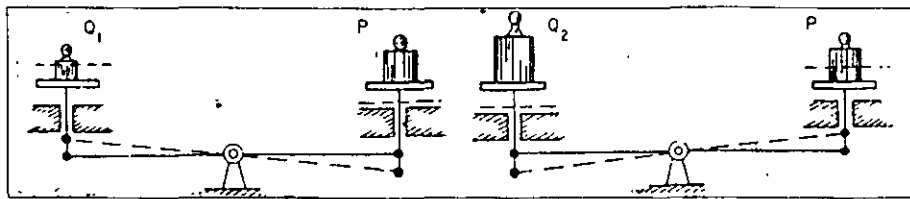


Fig. 1 Modelo de Khristianovich.

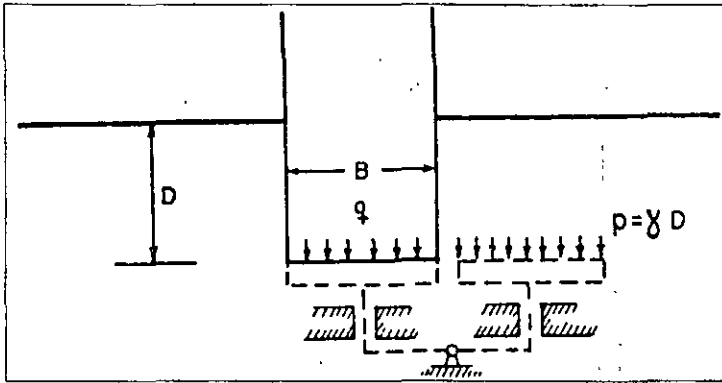


Fig. 2 Correspondencia de un cimiento con la balanza de Khristianovich.

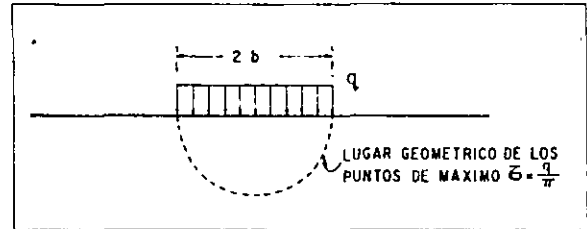


Fig. 3 Esfuerzos cortantes máximos bajo una banda de longitud infinita.

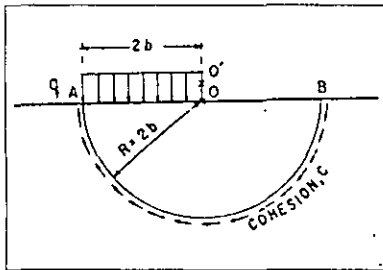


Fig. 4 Análisis de capacidad de carga considerando una sup. de falla circular.

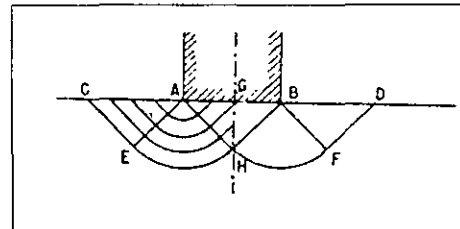


Fig. 5 Solución de Prandtl.

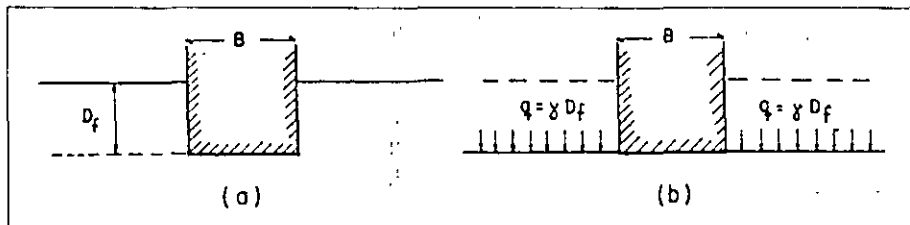


Fig. 6 Equivalencia del suelo sobre el nivel de desplante de un cimiento con una sobrecarga debida a su peso.

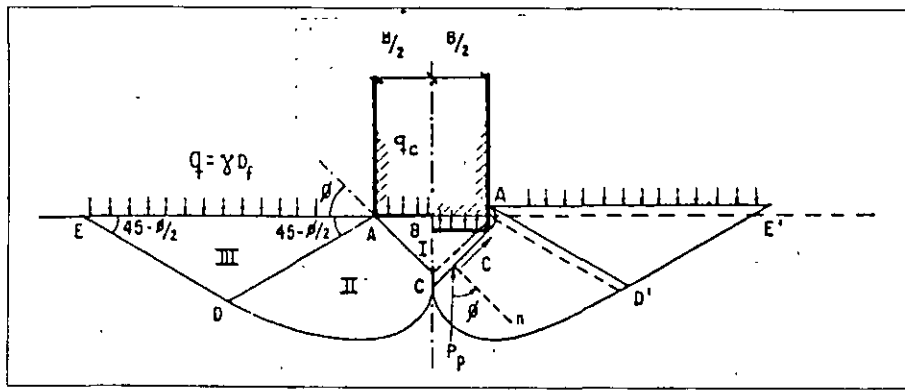


Fig. 7 Mecanismo de falla de un cimiento continuo poco profundo según Terzaghi

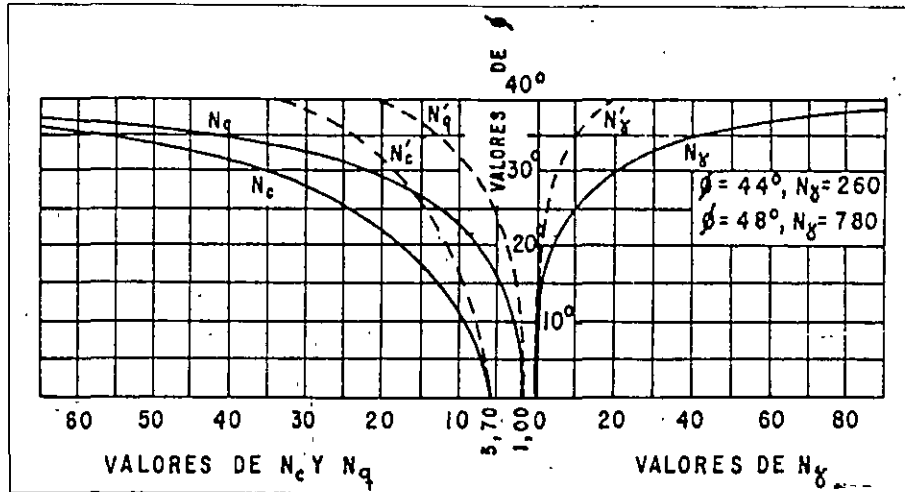
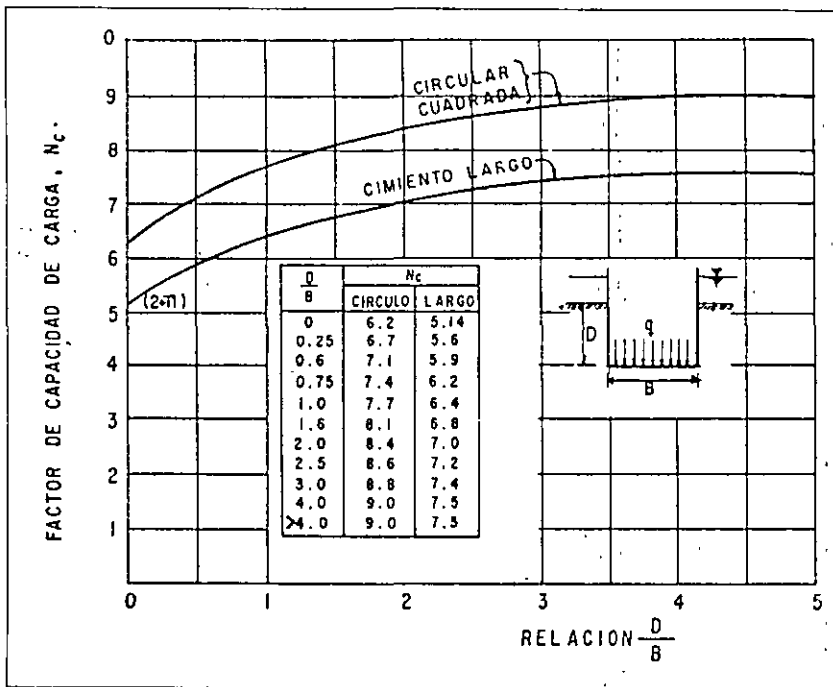


Fig. 8 Factores de capacidad de carga para aplicación de la teoría de Terzaghi.



9 Valores de N_c según Skempton, para suelos puramente cohesivos.

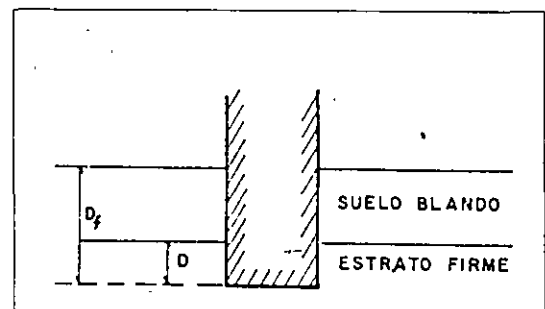


Fig. 10 Distinción entre D y D_f para aplicar la teoría de Skempton.

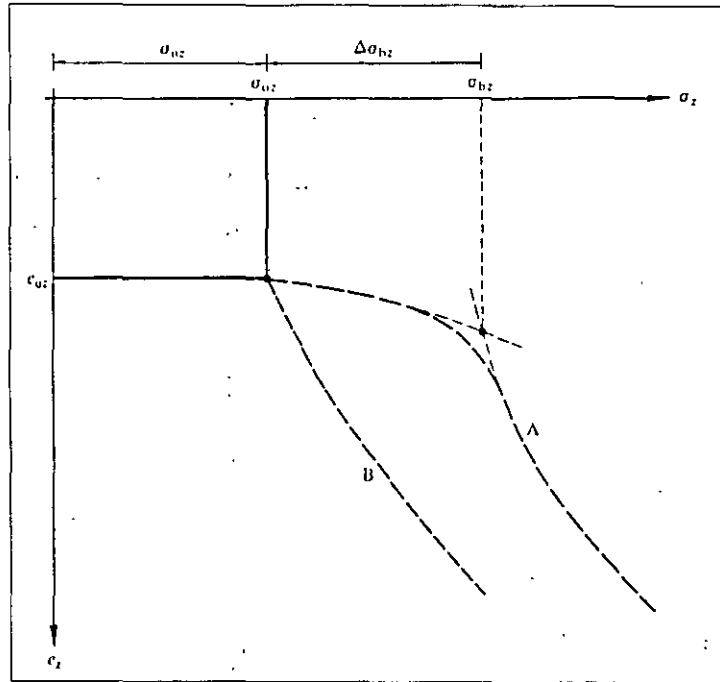


Fig. 14 Tipos de suelos preconsolidados y normalmente consolidados.

Tabla 3.1 Ecuaciones de capacidad de carga propuestas por diversos autores (Terzaghi, Meyerhof, Hansen y Vesic).

Terzaghi (VER TABLA 3-2 PARA VALORES TÍPICOS Y VALORES DE $K_{p\gamma}$)

$$q_{ult} = cN_c s_c + \bar{q}N_q + 0.5\gamma BN_\gamma s_\gamma$$

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2 (45 + \phi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \phi/2)\tan\phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$$

$\phi = 25^\circ$
 $K_{p\gamma} = 55$

is $a = 2.7101$

$N_q = 12.704$

$N_c = 25.1346$

$N_\gamma = 9.7016$

PROB: LARGA REDONDA CUADRODA

$s_c = 1.0$	1.3	1.3
$s_\gamma = 1.0$	0.6	0.8

Meyerhof (VER TABLA 3-3 PARA LOS FACTORES DE FORMA, PROFUNDIDAD E INCLINACION)

CARGA VERTICAL: $q_{ult} = cN_c s_c d_c + \bar{q}N_q s_q d_q + 0.5\gamma BN_\gamma s_\gamma d_\gamma$

CARGA INCLINADA: $q_{ult} = cN_c d_c i_c + \bar{q}N_q d_q i_q + 0.5\gamma BN_\gamma d_\gamma i_\gamma$

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan (1.4\phi)$$

Tabla 3.4

Hansen (VER TABLA 3-5 PARA LOS FACTORES)

General: $q_{ult} = cN_c s_c d_c i_c g_c b_c + \bar{q}N_q s_q d_q i_q g_q h_q + 0.5\gamma BN_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$

when $\phi = 0$

use $q_{ult} = 5.14s_u(1 + s'_c + d'_c - i'_c - h'_c - g'_c) + \bar{q}$

$N_q =$ same as Meyerhof above

$N_c =$ same as Meyerhof above

$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \tan \phi$

Tabla 3.4

Vesic (VER TABLA 3-5)

Use Hansen's equations above

$N_q =$ same as Meyerhof above

$N_c =$ same as Meyerhof above

$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$

Tabla 3.2 Factores de capacidad de carga para la Teoría de Terzaghi.

ϕ , deg	N_c	N_q	N_γ	K_{pv}
0	5.7†	1.0	0.0	10.8
5	7.3	1.6	0.5	12.2
10	9.6	2.7	1.2	14.7
15	12.9	4.4	2.5	18.6
20	17.7	7.4	5.0	25.0
25	25.1	12.7	9.7	35.0
30	37.2	22.5	19.7	52.0
34	52.6	36.5	36.0	
35	57.8	41.4	42.4	82.0
40	95.7	81.3	100.4	141.0
45	172.3	173.3	297.5	298.0
48	258.3	287.9	780.1	
50	347.5	415.1	1153.2	800.0

† = $1.5\pi + 1$.

Tabla 3.3 Factores de forma, profundidad e inclinación para la ecuación de capacidad de carga de Meyerhof, tabla 3.1.

Factors	Value	For
Shape: FORMA:	$s_c = 1 + 0.2K \frac{B}{L}$	Any ϕ
	$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1K \frac{B}{L}$	$\phi > 10^\circ$
	$s_q = s_\gamma = 1$	$\phi = 0$
Depth: PROFUNDIDAD:	$d_c = 1 + 0.2\sqrt{K} \frac{D_f}{B}$	Any ϕ
	$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1\sqrt{K} \frac{D_f}{B}$	$\phi > 10$
	$d_q = d_\gamma = 1$	$\phi = 0$
Inclination: INCLINACION:	$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	Any ϕ
	$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ}\right)^2$	$\phi > 0$
	$i_\gamma = 0$	$\phi = 0$

Where $K = \tan^2(45 + \phi/2)$ as on Fig. 4-2

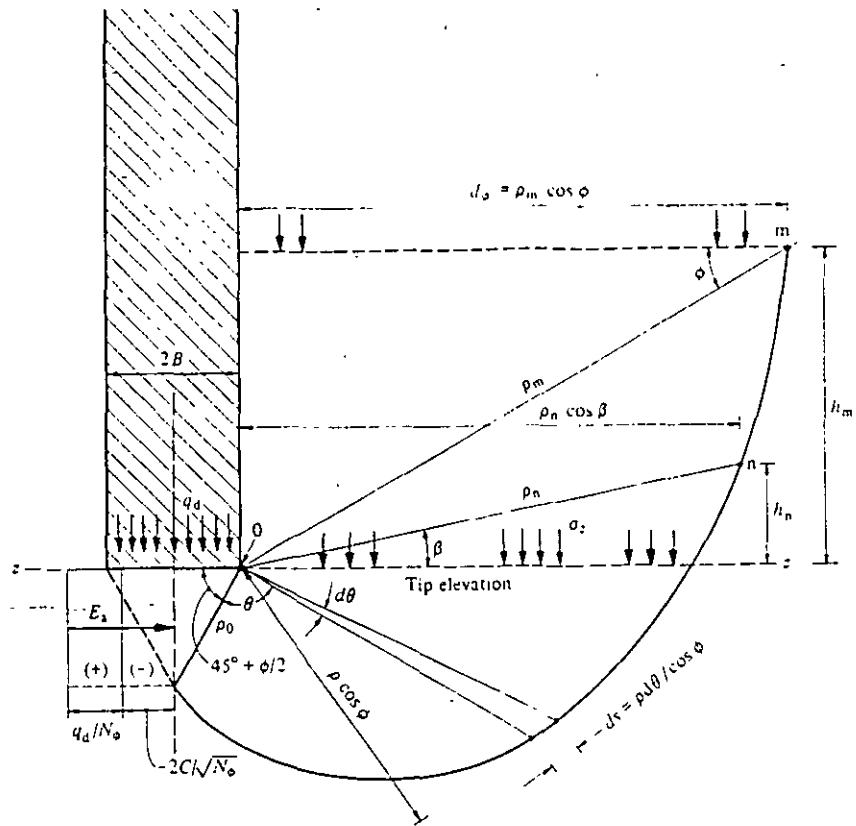
θ = angle of resultant measured from vertical without a sign

B, L, D = previously defined

Tabla 3.4 Factores de capacidad de carga para las ecuaciones propuestas por Meyerhof, Hansen y Vesic.

Note that N_c and N_q are same for all three methods; subscripts identify author for N_γ .

ϕ	N_c	N_q	$N_{\gamma(H)}$	$N_{\gamma(M)}$	$N_{\gamma(V)}$	N_q/N_c	$2 \tan \phi(1 - \sin \phi)^2$
0	5.14	1.0	0.0	0.0	0.0	0.195	0.000
5	6.49	1.6	0.1	0.1	0.4	0.242	0.146
10	8.34	2.5	0.4	0.4	1.2	0.296	0.241
15	10.97	3.9	1.2	1.1	2.6	0.359	0.294
20	14.83	6.4	2.9	2.9	5.4	0.431	0.315
25	20.71	10.7	6.8	6.8	10.9	0.514	0.311
26	22.25	11.8	7.9	8.0	12.5	0.533	0.308
28	25.79	14.7	10.9	11.2	16.7	0.570	0.299
30	30.13	18.4	15.1	15.7	22.4	0.610	0.289
32	35.47	23.2	20.8	22.0	30.2	0.653	0.276
34	42.14	29.4	28.7	31.1	41.0	0.698	0.262
36	50.55	37.7	40.0	44.4	56.2	0.746	0.247
38	61.31	48.9	56.1	64.0	77.9	0.797	0.231
40	75.25	64.1	79.4	93.6	109.3	0.852	0.214
45	133.73	134.7	200.5	262.3	271.3	1.007	0.172
50	266.50	318.5	567.4	871.7	761.3	1.195	0.131



$$E_2 = [(-2C\sqrt{N_0} + q_d/N_0)] B \tan(45^\circ + \phi/2)$$

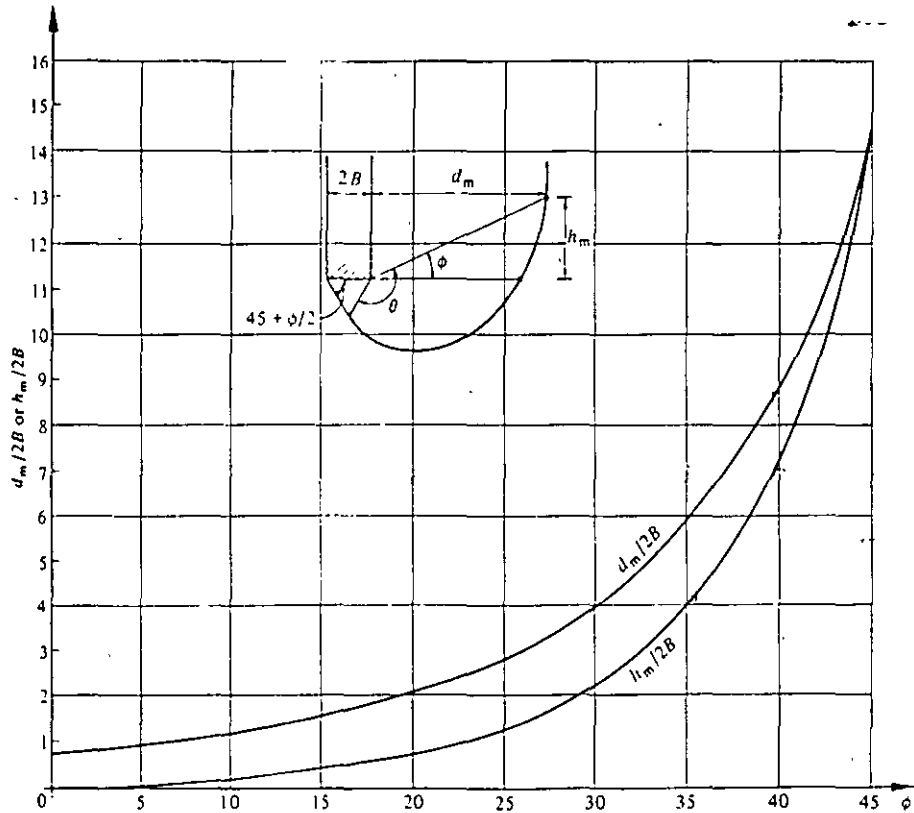
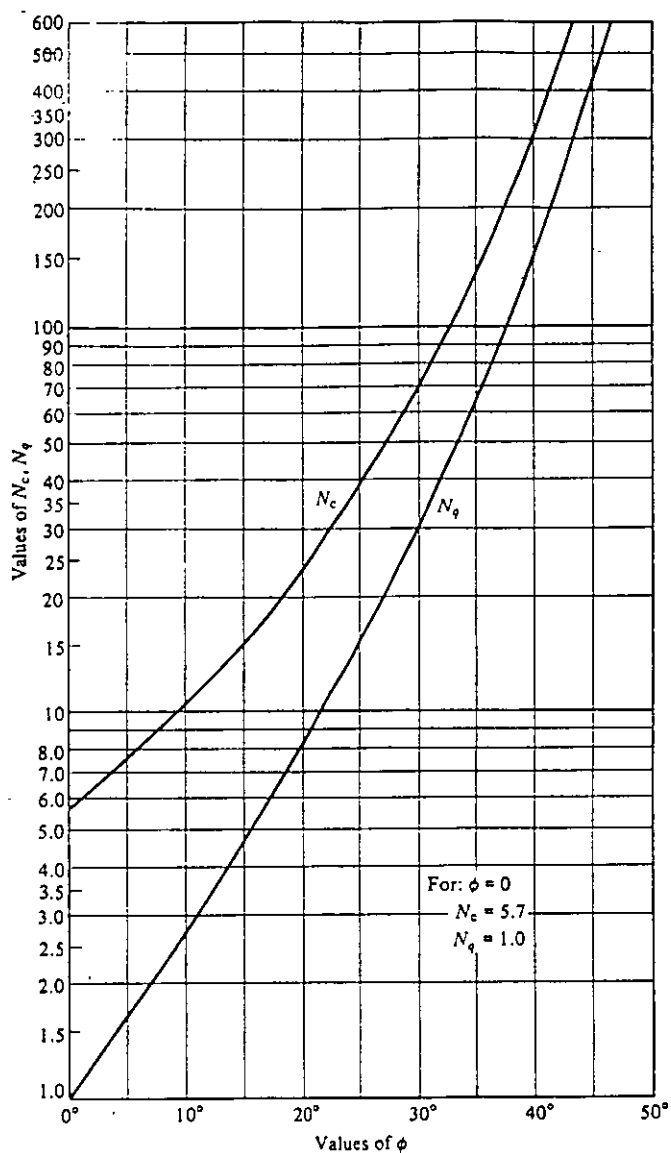


FIG. CAPACIDAD DE CARGA EN PILOTES O PILAS, MECANISMO DE FALLA PARA CIMIENTOS PROFUNDOS (Zeevaert 1973)



$$N_c = \tan \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) + \frac{e N^{\left(\frac{3}{2} \pi + \phi \right) \tan \phi} - 1}{2 \cos^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \tan \phi}$$

$$N_q = \frac{(\cos^2 \phi) e N^{\left(\frac{3}{2} \pi + \phi \right) \tan \phi}}{2 \cos^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)}$$

FIG. FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA PARA CIMIENTOS PROFUNDOS (Zeevaert 1973)

5. ANALISIS DE DEFORMACIONES

*

- g) Asentamiento de pilotes individuales, en arena. El cálculo de asentamientos de pilotes basado en las propiedades elásticas del suelo y del material del pilote es impreciso y de poco valor práctico. Por ello, la estimación de asentamientos de pilotes se hace con métodos empíricos o basándose en pruebas de carga.

5.1

En el cálculo de asentamientos basado en correlaciones con pruebas de penetración debe preverse la posibilidad de variaciones en el nivel de aguas freáticas con el tiempo, que puede modificar la resistencia a la penetración. Por otra parte, si el espesor de un

estrato de arena por debajo de la profundidad efectiva de desplante es menor que el ancho del cimiento y la arena sobreyace un estrato de roca, el asentamiento calculado se puede reducir en forma aproximadamente lineal con el espesor correspondiente del estrato.

- g1) Método empírico de Vesic. Para el caso de pilotes hincados provocando desplazamiento, el asentamiento de un pilote se puede calcular para niveles de carga normales con la fórmula propuesta por Vesic (ref 3.11):

$$S = \frac{B}{100} + \delta \quad (3.16)$$

donde:

- S asentamiento de la cabeza del pilote, cm
- B diámetro del pilote, cm
- δ deformación elástica del pilote, cm. Es común en la práctica suponer que:

$$\delta = \frac{Q L_p}{AE} \times 10^3 \quad (3.17)$$

en la que:

- Q carga aplicada al pilote, ton
- A área promedio de la sección transversal del pilote, cm^2
- L_p longitud del pilote, m
- E módulo de elasticidad representativo del material del pilote, kg/cm^2 .

- g2) Asentamientos según la penetración estándar. A partir de correlaciones empíricas entre la resistencia a la penetración estándar y la observación de asentamientos de estructuras apoyadas en cimentaciones superficiales y del análisis de datos de campo, para arenas limpias se ha derivado la siguiente expresión (ref 3.6):

$$S = \frac{9.2 p \sqrt{B}}{N} \quad (3.18)$$

donde S está expresada en cm, B es el ancho del grupo de pilotes en m, p es la presión neta transmitida por la cimentación, en kg/cm^2 y N es el número de golpes promedio por cada 30 cm de penetración dentro de la zona de influencia del asentamiento (profundidad aproximada igual a una vez el ancho del grupo de pilotes en suelos homogéneos); para arena limosa se debe usar el doble del valor correspondiente a la presión anterior.

Para cimentaciones profundas continuas como muros colados *in situ*, la ec 3.18 se puede expresar como

$$S = \frac{9.2 p \sqrt{B} \cdot I}{N} \quad (3.19)$$

donde I es el factor de influencia de la penetración efectiva del grupo, que a su vez está dado por

$$I = 1 - \frac{D'}{8 B} \geq 0.5 \quad (3.20)$$

siendo D' la profundidad efectiva y B el ancho del grupo.

- g3) Asentamientos según la penetración estática con cono. A partir de pruebas de penetración estática de cono (inciso 2.1.4 3a) se puede calcular el asentamiento de cimentaciones piloteadas en un suelo saturado sin cohesión:

* "Manual de Diseño y construcción de pilas y pilotes" SMMS, 1966

$$s = \frac{p B I}{2q_c} \quad (3.21)$$

donde q_c es la resistencia promedio al cono estático dentro de la zona de influencia del asentamiento.

- g4) Asentamientos según pruebas de carga. Ya que el efecto del tiempo es generalmente despreciable en las propiedades de los suelos granulares, los asentamientos observados durante pruebas de carga (capítulo 5) se pueden considerar como representativos del comportamiento a largo plazo de un pilote.
- h) Asentamiento de grupos de pilotes, en arena. El asentamiento de un grupo de pilotes siempre resulta mayor que el correspondiente al de los pilotes individuales que constituyen el grupo; el coeficiente de proporcionalidad está afectado por varios factores, siendo los más significativos el procedimiento de construcción, el tamaño y geometría del grupo y la compacidad relativa inicial de la arena.

Uno de los métodos que se han empleado para calcular el asentamiento de un grupo de pilotes en arena S_g , fue propuesto por Skempton *et al.* (ref 3.12), en el que

$$S_g = \alpha_g S \quad (3.22)$$

donde:

- S asentamiento de un pilote individual, bajo la carga permisible
- α_g factor de asentamiento de grupo; es función de las dimensiones del grupo y del espaciamiento entre pilotes, o de la relación B/D entre el ancho del grupo de pilotes y el diámetro de los pilotes (tabla 3.5).

TABLA 3.5 Factor de asentamiento del grupo α_g

B/D	1	5	10	20	40	60
α_g	1	3.5	5	7.5	10	12

El asentamiento S_g de un pilote individual, bajo la carga permisible se podrá calcular con alguno de los q_c criterios descritos en el inciso 3.2.1.2 g.

Debe también tenerse en cuenta que en los pilotes trabajando por punta en un estrato de arena cuando están sometidos a fricción negativa proveniente de un estrato superior de arcilla consolidable o de limo, la fuerza de arrastre por unidad de área del grupo de pilotes debe incluirse como parte de la presión neta de contacto al calcular el asentamiento.

- i) Asentamiento de pilotes y pilas colados *in situ*, en arena. El asentamiento de cimien^{tos} colados en el lugar se debe a dos causas principales: la compresión de azolves depositados en el fondo del pozo antes del colado, y la deformación del suelo cercano a la punta del pilote o pila; la primera es difícil de evaluar y por ello debe evitarse usando un procedimiento constructivo adecuado.

El asentamiento por deformación del suelo ocurre en forma inmediata y se puede estimar como sigue, previa determinación de los módulos de elasticidad representativos del suelo y del pilote o pila (ref 3.9):

$$\delta = \frac{\Sigma QL}{E_c A_p} + 1.57 \frac{\Sigma Q}{E_s \sqrt{A_p}} (1-\nu^2) \quad (3.23)$$

donde:

- δ asentamiento inmediato

- EQ combinación más desfavorable de cargas (por pilote o pila)
- L longitud del pilote o pila
- E_c módulo de elasticidad representativo del pilote (a largo plazo)
- A_p área de la sección transversal del pilote o pila
- E_s módulo de deformabilidad representativo del estrato de apoyo
- ν relación de Poisson del estrato de apoyo.

En el caso de grupos de pilotes o pilas, debe tenerse en cuenta que la ec 3.23 no considera la rigidización de la arena por efecto del confinamiento.

- d) Asentamiento de pilotes individuales, en arcilla. Se considera que los pilotes trabajan aislados cuando el espaciamiento entre ellos es mayor de siete diámetros y su cabeza no está en contacto con el suelo. Las escasas observaciones de campo indican que el asentamiento se produce principalmente por deformaciones locales por cortante a lo largo del fuste del pilote en vez de por asentamientos debidos a consolidación; por ello, en este caso se recomienda basar el análisis de asentamientos en pruebas de carga.
- e) Asentamiento de grupos de pilotes, en arcilla. Los movimientos verticales de las cimentaciones profundas son principalmente asentamientos inmediatos que se presentan al aplicar la carga y asentamientos por consolidación o diferidos, bajo cargas permanentes de larga duración. Los asentamientos inmediatos son generalmente despreciables comparados con los movimientos por consolidación; el análisis que se describe a continuación sólo cubre los asentamientos por consolidación. Terzaghi y Peck (ref 3.10) propusieron un método que consiste en suponer que la carga soportada por el grupo de pilotes se transfiera al suelo a partir del tercio inferior de los pilotes (fig 3.5), admitiendo que la carga se distribuye en una pirámide con lados inclinados 30° con la vertical; así, a una cierta profundidad, el esfuerzo es igual a la carga soportada por el grupo dividida por el área de la sección transversal de la pirámide a ese nivel.

El asentamiento del grupo de pilotes, será por tanto igual a la compresión de la capa de espesor H bajo la distribución de cargas indicada y se podrá calcular con la expresión:

$$\Delta H = H \frac{C_c}{1 + e_0} \log \frac{P_0 + \Delta p}{P_0} \quad (3.28)$$

donde:

- ΔH asentamiento, cm
- C_c índice de compresibilidad, igual al cambio en la relación de vacíos para un ciclo logarítmico de esfuerzo aplicado, en la curva e - $\log \sigma_v$
- Δp incremento de presión efectiva, kg/cm^2
- e_0 relación de vacíos inicial
- H espesor del estrato compresible medido a partir del tercio inferior de los pilotes, cm.
- P_0 presión inicial efectiva, kg/cm^2 .

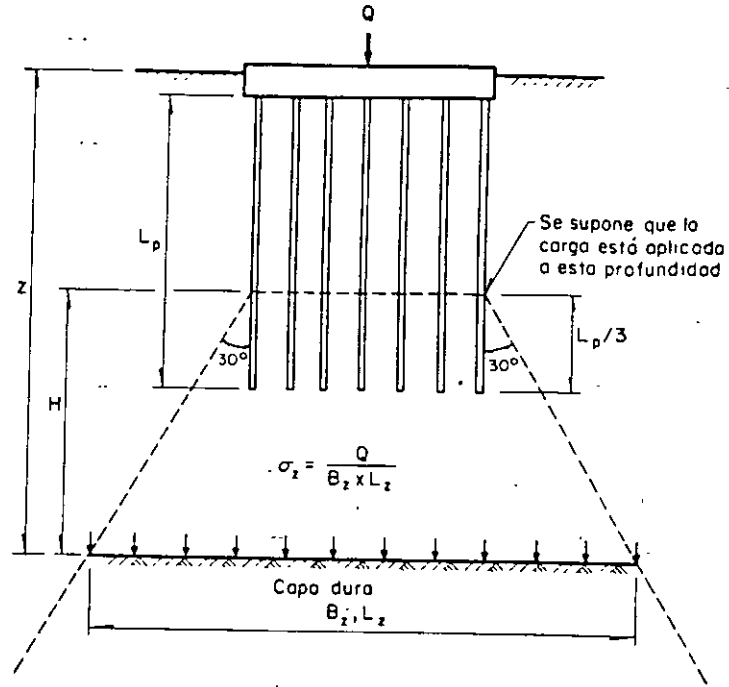


Fig 3.5 Distribución de esfuerzos bajo un grupo de pilotes de fricción en arcilla usando el concepto de la zapata teórica (ref 3.3)

Esta fórmula considera únicamente los asentamientos debidos a la consolidación primaria; los debidos a consolidación secundaria son difíciles de evaluar.

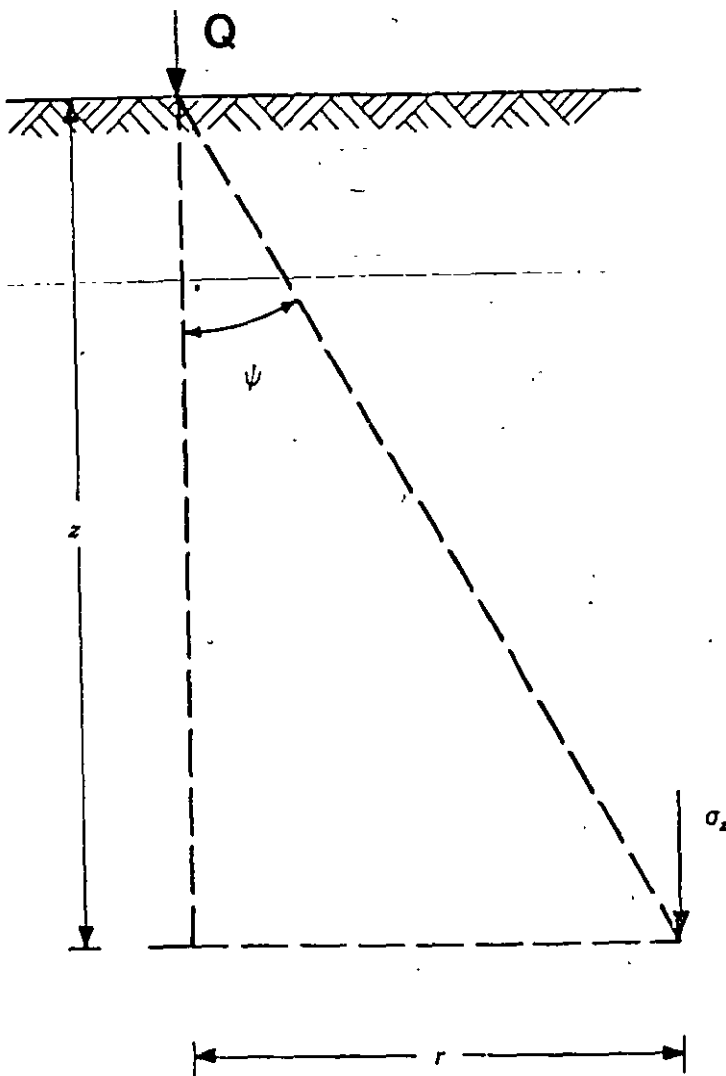
- g6) Asentamientos. Debido a su alta capacidad de carga, los pilotes y pilas colados en arcillas duras ($c_u > 10 \text{ ton/m}^2$) generalmente se analizan como pilotes individuales.

El análisis de asentamientos de pilotes individuales en arcillas duras resulta difícil por ahora debido a que se cuenta con muy poca información sobre ejemplos del comportamiento de tales pilotes.

En el caso de pilas apoyadas en estratos resistentes, los asentamientos inmediatos (δ) pueden estimarse con la ec 3.23 (inciso 3.2.1.2 i). Si existe fricción negativa, el incremento de asentamientos correspondiente se calculará incluyendo como parte de ΣQ la carga por fricción negativa estimada.

- d) Asentamiento de grupos de pilotes. Los métodos para evaluar los asentamientos de grupos de pilotes presentados en los incisos 3.2.1.2 h) y 3.2.1.3 e) son también aplicables a grupos en depósitos estratificados siempre que la capa de apoyo de la punta de los pilotes se extienda hasta una profundidad cuando menos igual a tres veces el ancho del grupo de pilotes por debajo de la base del grupo.

Donde se presentan capas alternadas de suelos compresibles y no compresibles subyaciendo la punta de los pilotes, se supondrá que el asentamiento se origina únicamente en las capas compresibles. La carga total Q sobre el grupo de pilotes se supone que se transmite y distribuye en el suelo como se indica en la fig 3.8; se calculan entonces los esfuerzos actuando sobre las capas compresibles por debajo de la punta de los pilotes y los asentamientos correspondientes se determinan conforme a la ec 3.28 (inciso 3.2.1.3 e). Este tipo de análisis generalmente sobrestima los asentamientos.



$$\sigma_z = \frac{Q}{z^2} I_{Fh}$$

$$I_{Fh} = \frac{\chi}{2\pi} \cos^{\chi+2} \psi$$

$$I_{Fh} = \frac{\chi}{2\pi} \left(\frac{1}{1 + (r/z)^2} \right)^{(\chi+2)/2}$$

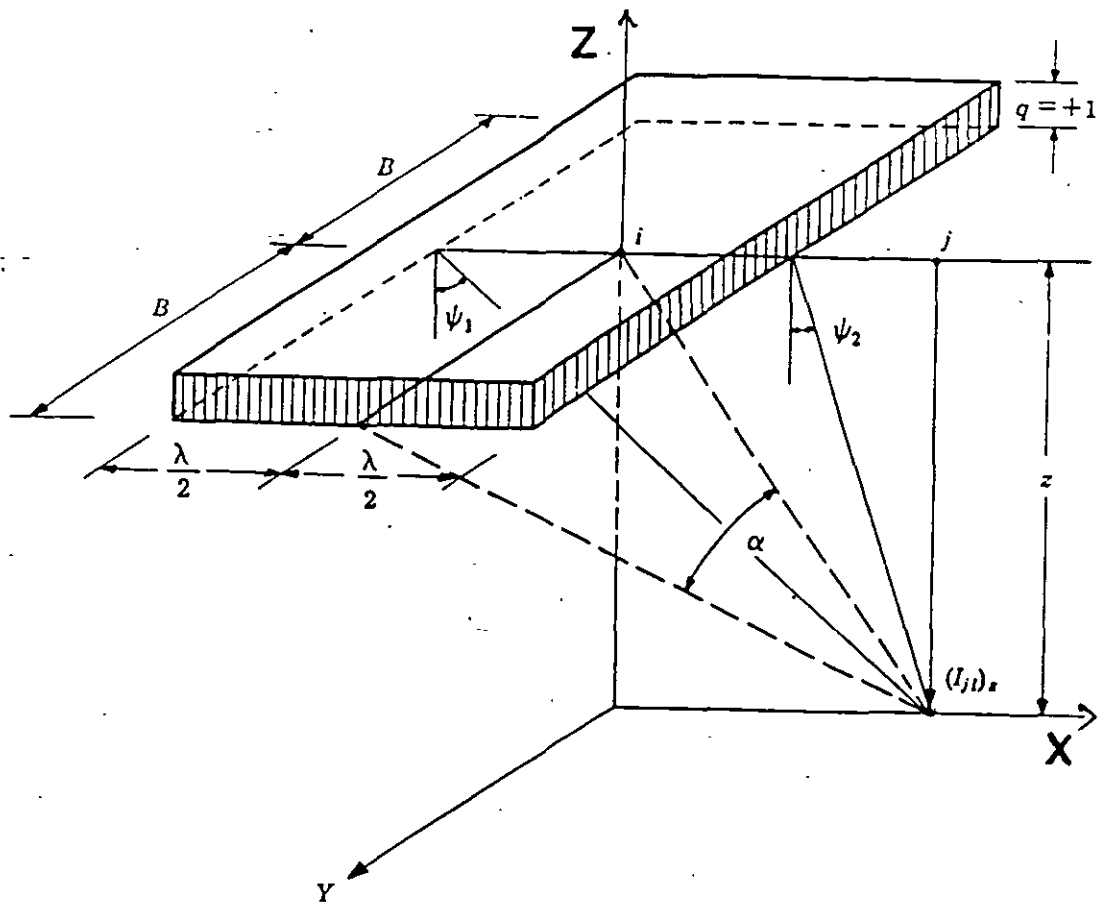
$\chi = 1.5$ SOLUCIÓN DE WESTERGAARD PARA UN SUELO FUERTEMENTE ESTRATIFICADO REFORZADO POR ESTRATOS HORIZONTALES MÚLTIPLES E INDEFORMABLES.

$\chi = 2.0$ SUELO ESTRATIFICADO, CON ESTRATOS DE DIFERENTES DEFORMABILIDADES.

$\chi = 3.0$ SOLUCION DE BOUSSINESQ, SUELO HOMOGENEO E ISOTROPO.

$\chi = 4.0$ SUELO HOMOGENEO EN QUE LA COMPRESIBILIDAD SE REDUCE CON LA PROFUNDIDAD, COMO EN EL CASO DE LAS ARENAS.

FIG. SOLUCION DE FROHLICH PARA UNA CARGA PUNTUAL.



$$I_{ji} = \frac{1}{\pi} (\alpha_0 + \frac{1}{2} \text{sen } 2 \alpha_0) (\text{sen } \psi_1 - \text{sen } \psi_2) \quad \chi = 2$$

$$I_{ji} = \frac{3}{2\pi} \left(\text{sen } \alpha_0 - \frac{\text{sen}^3 \alpha_0}{3} \right) \left\{ (\psi_1 - \psi_2) + \text{sen} (\psi_1 - \psi_2) \cos (\psi_1 + \psi_2) \right\} \quad \chi = 3$$

$$\chi = 4$$

$$I_{ji} = \frac{1}{\pi} \left(\frac{3}{2} \alpha_0 + \frac{3}{4} \text{sen } 2 \alpha_0 + \text{sen } \alpha_0 \cos^3 \alpha_0 \right) \times$$

$$\times \left\{ (\text{sen } \psi_1 - \text{sen } \psi_2) - \frac{1}{3} (\text{sen}^3 \psi_1 - \text{sen}^3 \psi_2) \right\}$$

$$\alpha_0 = \tan^{-1} \frac{B}{\sqrt{x^2 + z^2}}$$

$$\psi_1 = \tan^{-1} \frac{x + \lambda/2}{z}$$

$$\psi_2 = \tan^{-1} \frac{x - \lambda/2}{z}$$

FIG. SOLUCION DE ZEEVAERT PARA UN AREA RECTANGULAR UNIFORMEMENTE CARGADA.

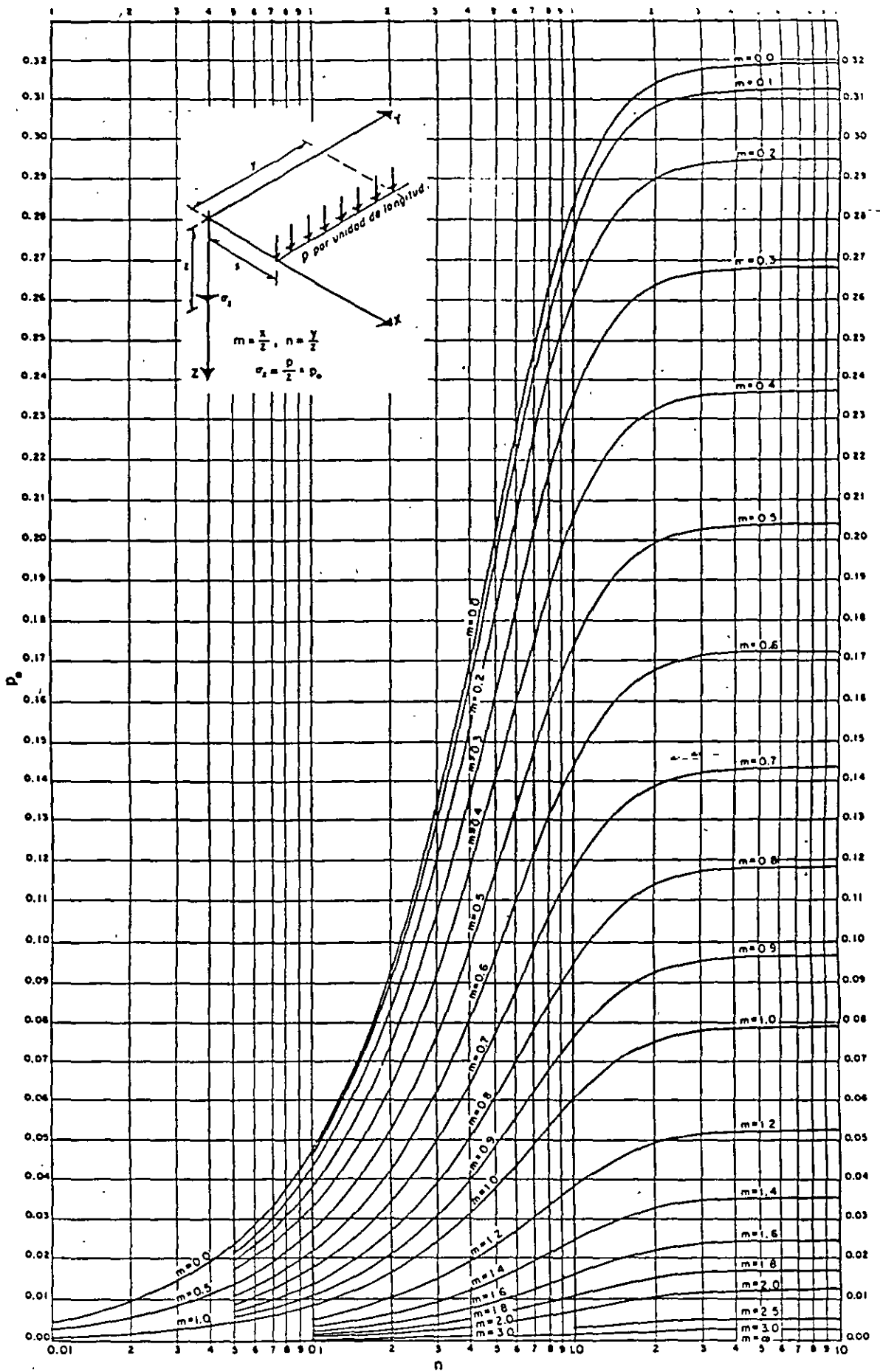


FIG. SOLUCION DE BOUSSINESQ PARA UNA CARGA LINEAL.

Iz

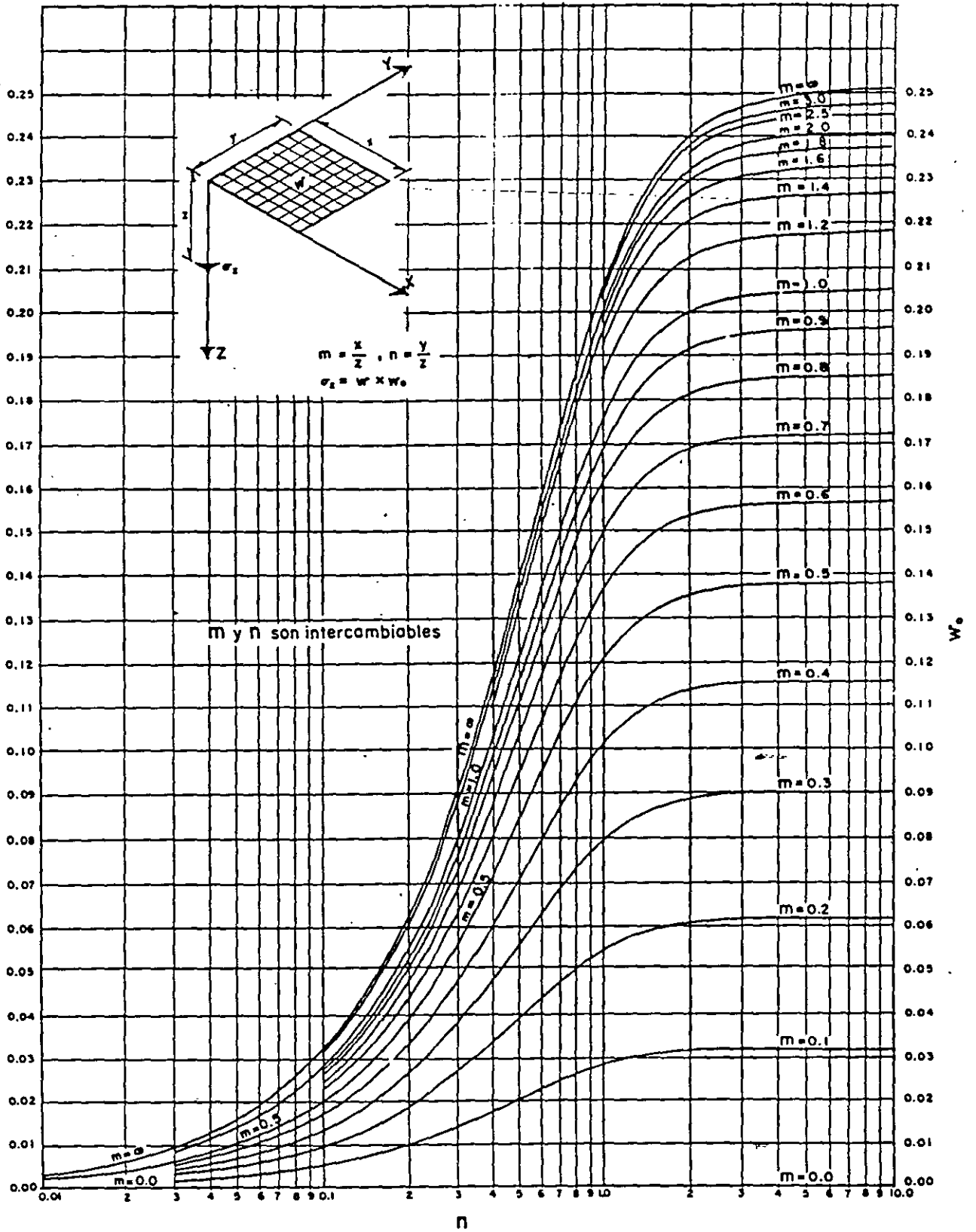


FIG. SOLUCION DE BOUSSINESQ PARA UNA SUPERFICIE RECTANGULAR UNIFORMEMENTE CARGADA.

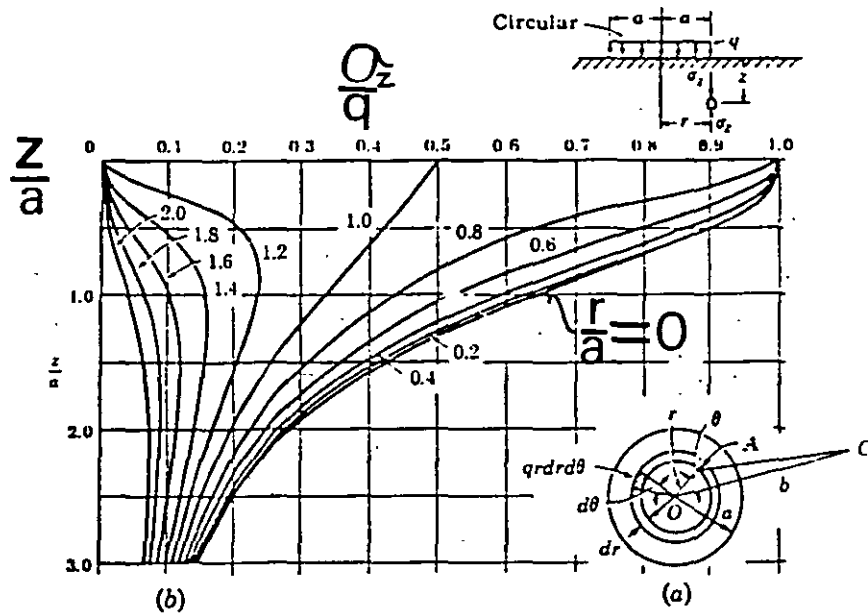


Fig. 2-18 (After Egnor [77].) Normal load over circular area, uniform distribution.

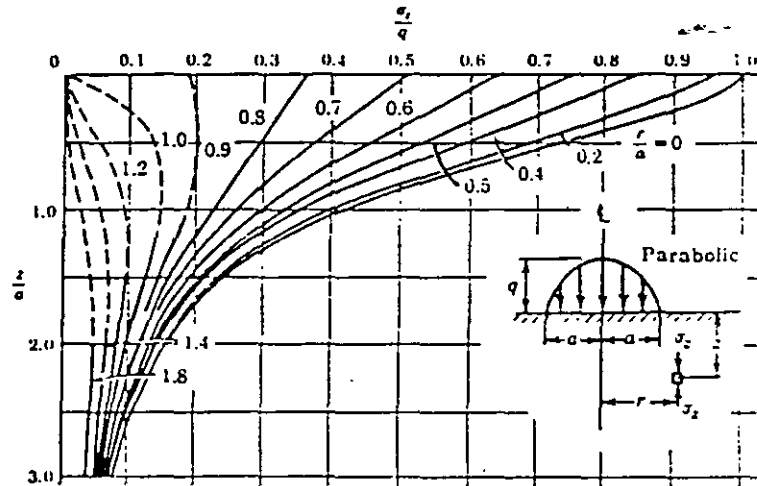


Fig. 2-19 (After Harr and Lovell [127].) Normal load over circular area, parabolic distribution.

FIG. SUPERFICIE CIRCULAR UNIFORMEMENTE CARGADA, CASO II.

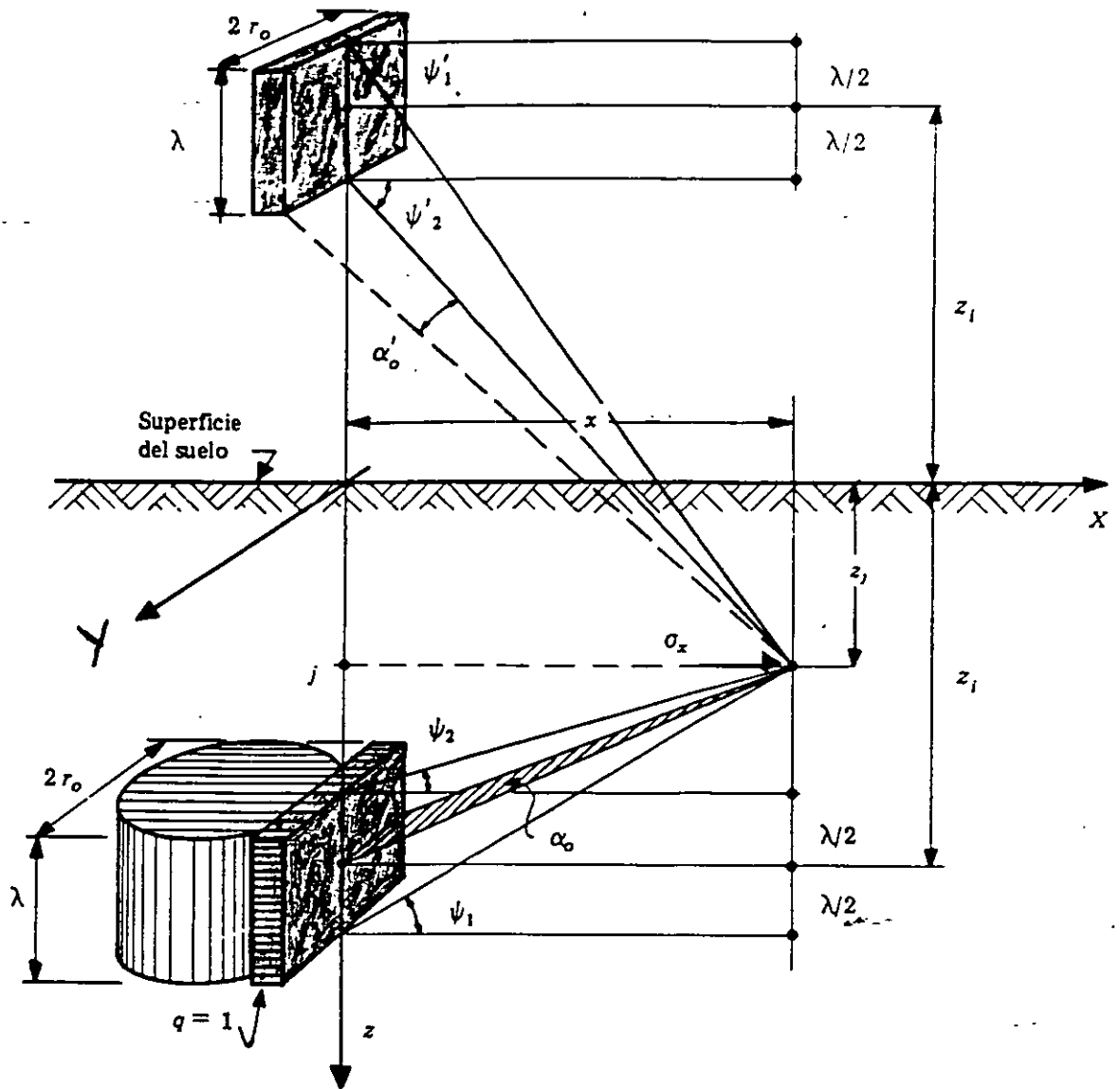


FIGURA 3.C Esfuerzo horizontal en un punto debido a un área rectangular uniformemente cargada actuando en un plano vertical (ZEEVAERT 1980)

$$I_{H1} = \frac{3}{2\pi} \left[\left(\text{sen } \alpha_0 - \frac{\text{sen}^3 \alpha_0}{3} \right) \left\{ (\psi_1 - \psi_2) + \text{sen } (\psi_1 - \psi_2) \cos (\psi_1 + \psi_2) \right\} + \right. \\ \left. + \left(\text{sen } \alpha'_0 - \frac{\text{sen}^3 \alpha'_0}{3} \right) \left\{ (\psi'_1 - \psi'_2) + \text{sen } (\psi'_1 - \psi'_2) \cos (\psi'_1 + \psi'_2) \right\} \right] \quad (8.C)$$

Los argumentos angulares son:

$$\alpha_0 = \tan^{-1} \frac{r_0}{\sqrt{(z_1 - z_2)^2 + x^2}}, \quad \alpha'_0 = \tan^{-1} \frac{r_0}{\sqrt{(z_1 + z_2)^2 + x^2}} \\ \psi_1 = \tan^{-1} \frac{(z_1 - z_2) + \lambda/2}{x}, \quad \psi'_1 = \tan^{-1} \frac{(z_1 + z_2) + \lambda/2}{x} \quad (9.C) \\ \psi_2 = \tan^{-1} \frac{z_1 - z_2 - \lambda/2}{x}, \quad \psi'_2 = \tan^{-1} \frac{z_1 + z_2 - \lambda/2}{x}$$

I.- INTRODUCCION.

DAMY (1985)

El problema de la obtención de esfuerzos en los suelos producidos por cargas superficiales, tiene muchas aplicaciones en la Mecánica de Suelos. Para resolver el problema se utilizan las soluciones del esfuerzo σ_z para un punto a una profundidad z , producido por una fuerza concentrada vertical aplicada en la superficie del suelo; las ecuaciones más usadas son

a) Ecuación de Boussinesq (1)

$$\sigma_z = \frac{3Q}{2\pi z^2} \left[\frac{1}{1 + (r/z)^2} \right]^{5/2}$$

donde

Q = valor de la fuerza

r = distancia horizontal del punto a la fuerza

z = profundidad del punto

Esta solución supone que el suelo es un sólido semi infinito homogéneo e isótropo.

b) Ecuación de Westergaard (2)

$$\sigma_z = \frac{kQ}{2\pi z^2} \left[\frac{1}{k^2 + (r/z)^2} \right]^{3/2}$$

donde: $k = \sqrt{\frac{1 - 2\nu}{2(1 - \nu)}}$

ν = módulo de Poisson

Esta solución supone al suelo como un sólido en el que es nulo el desplazamiento horizontal, lo cual sucede en sistemas estratificados.

c) Ecuación de Frolich (3) (4)

$$\sigma_z = \frac{xQ}{2\pi z^2} \left[\frac{1}{1 + (r/z)^2} \right]^{(x+2)/2}$$

donde $x = 2$, corresponde a suelo estratificado (3)

$x = 4$, corresponde a suelos en que la compresibilidad se reduce con la profundidad, como en las arenas (3)

Esta ecuación fue desarrollada como una forma general de la ecuación de Boussinesq, por D L Holl (5), basado en la solución de Frolich (4) La ecuación supone que el

módulo de elasticidad varia con la siguiente ley, de acuerdo con la profundidad z

$$E = E_0 z^{x-3}$$

donde E_0 = módulo a una unidad de profundidad

obsérvese que si $x = 3$, la ecuación coincide con la de Boussinesq.

II - INTEGRACION DE LAS ECUACIONES DE σ_z SOBRE AREAS CARGADAS

Para obtener el esfuerzo producido por un área con carga vertical uniforme, es necesario integrar las soluciones obtenidas para una fuerza concentrada

Existen soluciones exactas para la esquina de áreas rectangulares (ver Apéndice I) y soluciones aproximadas para áreas de cualquier forma, como las sugeridas por H G Poulos (6) que utiliza el llamado método del sector o las famosas cartas de Newmark

No existe una solución exacta para un polígono de forma cualquiera, con carga uniforme vertical En este trabajo se presenta la solución a este problema

III - INTEGRACION SOBRE POLIGONOS DE FORMA CUALQUIERA

Consideremos el polígono de la figura 1, se desea obtener el esfuerzo σ_z en un punto que se encuentra a una profundidad z bajo el punto O

Si conocemos la integral de σ_z sobre un triángulo de forma cualquiera, para un punto situado a una profundidad z bajo uno de sus vértices, podemos conocer la integral sobre el polígono, ya que será la suma algebraica de las contribuciones de cada uno de los triángulos (ver figura 1).

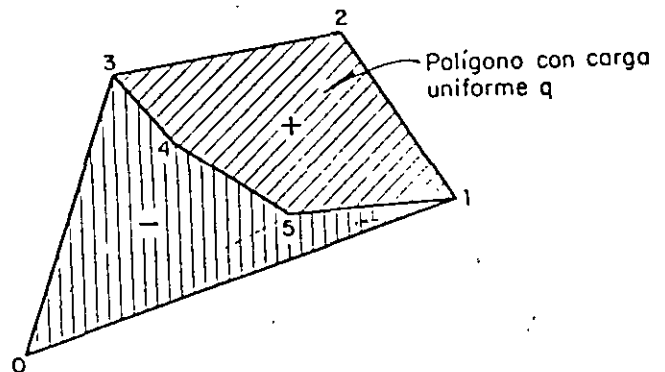


FIG. 1

Obsérvese que la numeración de los nudos debe seguir el sentido antihorario

A continuación se describen las etapas previas de cálculo para obtener la contribución de cada triángulo (ver figura 2)

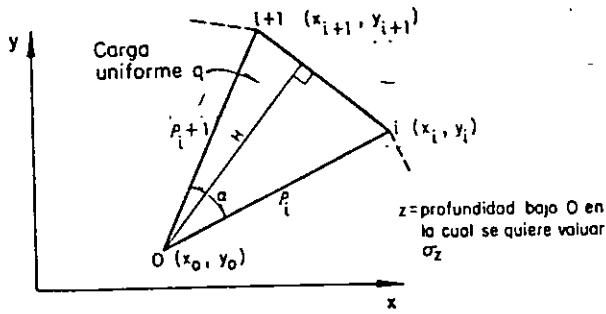


FIG. 2.

1. $x'_j = x_j - x_0$; $y'_j = y_j - y_0$, ($j = i, i+1$)

2. $F = x'_i y'_{i+1} - x'_{i+1} y'_i$ (el valor absoluto de F es el doble del área)

- a) Si $F = 0$, se trata de un triángulo de área nula, que no contribuye a la integración.
- b) Si $F > 0$ entonces: $S = +1$ (el triángulo contribuye positivamente a la integral).
- c) Si $F < 0$ entonces: $S = -1$ (contribución negativa del triángulo).

3. $C = x'_i x'_{i+1} + y'_i y'_{i+1}$

4. $\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{|F|}{C} \right)$

- a) Si $C = 0$, entonces $\alpha = \pi/2$
- b) Si $C > 0$, entonces $0 < \alpha < \pi/2$
- c) Si $C < 0$, entonces $\pi/2 < \alpha < \pi$

5. $\rho_j = \sqrt{x_j'^2 + y_j'^2}$, ($j = i, i+1$)

6. $L = \sqrt{(x'_{i+1} - x'_i)^2 + (y'_{i+1} - y'_i)^2}$

7. $H = \frac{\rho_i \rho_{i+1} \sin \alpha}{L}$ (altura del triángulo)

8. $A = z/H$

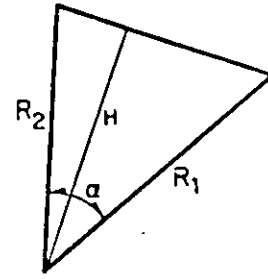
9. a) $R_1 = \text{Menor } (\rho_i', \rho_{i+1}')$

b) $R_2 = \text{Mayor } (\rho_i', \rho_{i+1}')$

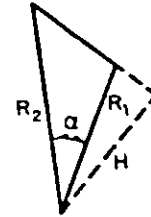
Evidentemente que: $R_1 \leq R_2$

10. $D = R_1 - R_2 \cos \alpha$

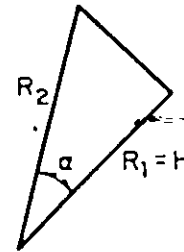
- a) Si $D > 0$, entonces $S' = +1$ (contribución positiva de R_1)



- b) Si $D < 0$, entonces $S' = -1$ (contribución negativa de R_1)



- c) Si $D = 0$, entonces $S' = 0$ ($R_1 = H$)



IV.- INTEGRACION SOBRE UN TRIANGULO CUALQUIERA.

Una vez ejecutadas las diez etapas previas de cálculo, se aplican las siguientes fórmulas, según la ecuación básica que se haya usado, la notación es la misma para todas las fórmulas.

$$A = z/H$$

$$r_i = R_i/z, (i = 1, 2)$$

$$q_i = R_i/H, (i = 1, 2)$$

1.- Ecuación de Boussinesq

$$\sigma_z = \frac{Sq}{2\pi} \left\{ \alpha - S' \tan^{-1}(B_1) - \tan^{-1}(B_2) \right. \\ \left. \frac{(S'B_1 + B_2)}{(A^2 + 1)} \right\}$$

donde:

$$B_i = \sqrt{\frac{q_i^2 - 1}{r_i^2 + 1}}, (i = 1, 2)$$

2.- Ecuación de Westergaard

$$\sigma_z = \frac{sq}{2\pi} \left\{ \alpha - s' \tan^{-1}(w_1) - \tan^{-1}(w_2) \right\}$$

donde:

$$w_i = K \sqrt{\frac{q_i^2 - 1}{K^2 + r_i^2}}, (i = 1, 2)$$

K = constante

3.- Ecuación de Fröhlich

a) $\chi = 2$

$$\sigma_z = \frac{sq}{2\pi} \left(\frac{1}{\sqrt{A^2 + 1}} \right) \left\{ s' \tan^{-1} \left(\frac{E_1}{\sqrt{A^2 + 1}} \right) + \tan^{-1} \left(\frac{E_2}{\sqrt{A^2 + 1}} \right) \right\}$$

donde:

$$E_i = \sqrt{q_i^2 - 1}, (i = 1, 2)$$

b) $\chi = 4$

$$\sigma_z = \frac{sq}{4\pi} \left(\frac{1}{A^2 + 1} \right) \left\{ s' G_1 + G_2 \right\}$$

donde:

$$G_i = \left(\frac{3A^2 + 2}{\sqrt{A^2 + 1}} \right) \tan^{-1} \left(\frac{\sqrt{q_i^2 - 1}}{\sqrt{A^2 + 1}} \right) + \frac{\sqrt{q_i^2 - 1}}{r_i^2 + 1}, (i = 1, 2)$$

V.- REFERENCIAS

(1) Joseph Boussinesq (1842-1929) "Application des Potentiels a l'Etude de l'Equilibre et de Mouvement des Solides Elastiques", Gautier-Villars, Paris, 1885

(2) H.M. Westergaard, "A Problem of Elasticity Suggested by a Problem in Soil Mechanics. Soft Material Reinforced by Numerous Strong Horizontal Sheets", Mc. Millan, 1939 (Publicado en ocasión del 60° aniversario de S. Timoshenko).

(3) Leonardo Zeevaert W., "Interacción Suelo-Estructura", Limusa, 1980

(4) O.K. Fröhlich, "Druckverteilung in Baugrunde" ("La repartición de presiones en suelos"), Springer Verlag, Berlin, 1934.

(5) D L. Holl, "Stress Transmission in Earths", Proc. High. Res Board Vol 20, 1940.

(6) H.G. Poulos, E.H. Davis, "Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics", J. Wiley, 1974.

(7) Nathan M. Newmark, "Influence Charts for Computation of Stresses in Elastic Foundations", Bulletin No 338, Eng. Ex. Station, Universidad de Illinois, 1942.

(8) Juárez Badillo y Rico Rodríguez, "Mecánica de Suelos"

(9) Ralph E. Fadum, "Influence Values for Estimating Stresses in Elastic Foundations", Pro 2nd. Int. Conf. Soil Mechs. and Foundation Eng., Vol 3, Rotterdam, Holanda, 1948.

(10) N.M. Newmark, "Simplified Computation of Vertical Pressure in Elastic Foundations", Circular 24, Eng. Exp Station, Universidad de Illinois, 1935

APENDICE I

Aplicando las fórmulas propuestas para los triángulos es muy simple obtener la fórmula para rectángulos, siendo \odot una de sus esquinas (figura 3)

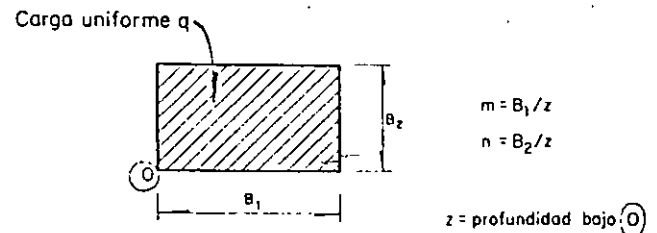


FIG 3.

1.- Ecuación de Boussinesq.

$$\sigma_z = \frac{q}{2\pi} \left\{ \left(\frac{1}{1+m^2} + \frac{1}{1+n^2} \right) \frac{mn}{(m^2 + n^2 + 1)^{1/2}} + \tan^{-1} \left(\frac{mn}{(m^2 + n^2 + 1)^{1/2}} \right) \right\}$$

Esta fórmula es atribuida erróneamente a R.E. Fadum (8), a pesar de que en la ponencia presentada por él en el Segundo Congreso Internacional de Mecánica de Suelos (Rotterdam, 1948) (9), se la atribuye a Nathan M. Newmark (10). Hay que agregar que D.L. Holl (5) ya la había publicado en el año de 1940

2 - Ecuación de Westergaard

$$\sigma_z = \frac{q}{2\pi} \tan^{-1} \left(\frac{mn}{K(m^2 + n^2 + K^2)^{1/2}} \right)$$

Esta fórmula si fue obtenida por R.E. Fadum (9) en 1948

3.- Ecuación de Frohlich

a) $\chi = 2$

$$\sigma_z = \frac{q}{2\pi} \left\{ \frac{m}{(1+m^2)^{1/2}} \tan^{-1} \left(\frac{n}{(1+m^2)^{1/2}} \right) + \frac{n}{(1+n^2)^{1/2}} \tan^{-1} \left(\frac{m}{(1+n^2)^{1/2}} \right) \right\}$$

b) $\chi = 4$

$$\sigma_z = \frac{q}{4\pi} \left\{ \left(\frac{1}{1+m^2} + \frac{1}{1+n^2} \right) \frac{mn}{(m^2 + n^2 + 1)} + \frac{n(3+2n^2)}{(1+n^2)^{3/2}} \tan^{-1} \left(\frac{m}{(1+n^2)^{1/2}} \right) + \frac{m(3+2m^2)}{(1+m^2)^{3/2}} \tan^{-1} \left(\frac{n}{(1+m^2)^{1/2}} \right) \right\}$$

Esta fórmula fue obtenida por D.L. Holl (5) en 1940

APENDICE II

SIMPLIFICACION DE LAS FORMULAS DE INTEGRACION SOBRE UN TRIANGULO CUALQUIERA

Se presenta una simplificación a las fórmulas de integración sobre un triángulo cualquiera (ver figura 2)

Cálculos preliminares:

a) $x'_j = x_j - x_0 ; y'_j = y_j - y_0, (j= 1, i+1)$

b) $F = x'_i y'_{i+1} - x'_{i+1} y'_i$

c) $L = \sqrt{(x'_{i+1} - x'_i)^2 + (y'_{i+1} - y'_i)^2}$

d) $C_1 = \{ x'_i (x'_{i+1} - x'_i) + y'_i (y'_{i+1} - y'_i) \} / F$

e) $C_2 = \{ x'_{i+1} (x'_{i+1} - x'_i) + y'_{i+1} (y'_{i+1} - y'_i) \} / F$

(Nota: $C_2 - C_1 = L^2/F$)

f) $\dot{A} = \frac{zL}{|F|}$

g) $G = A^2 + 1$

1. Ecuación de Boussinesq

$$\sigma_{z_i} = \frac{q}{2\pi} \left[\tan^{-1}(C_2) - \tan^{-1}(C_1) - \tan^{-1}(B_2) + \tan^{-1}(B_1) + \frac{(B_2 - B_1)}{G} \right]$$

donde $B_i = \frac{AC_i}{\sqrt{G + C_i^2}}, (i = 1, 2)$

2. Ecuación de Westergaard

$$\sigma_z = \frac{q}{2\pi} \left[\tan^{-1}(C_2) - \tan^{-1}(C_1) - \tan^{-1}(W_2) + \tan^{-1}(W_1) \right]$$

donde

$$W_i = \frac{KAC_i}{\sqrt{K^2 A^2 + 1 + C_i^2}}, (i = 1, 2)$$

3. Ecuación de Fröhlich

a) $\chi = 2$

$$\sigma_z = \frac{q}{2\pi \sqrt{G}} \left[\tan^{-1}(J_2) - \tan^{-1}(J_1) \right]$$

donde $J_i = \frac{C_i}{\sqrt{G}}, (i = 1, 2)$

b) $\chi = 4$

$$\sigma_z = \frac{q}{4\pi G} \left[M(\tan^{-1}(J_2) - \tan^{-1}(J_1)) + N_2 - N_1 \right]$$

donde

$$M = \frac{2G + A^2}{\sqrt{G}}; N_i = \frac{A^2 C_i}{G + C_i^2}, (i = 1, 2)$$

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a DIRAC su generoso patrocinio y al Ing. Arturo Arias por su enorme ayuda en la integración de la ecuación de Boussinesq

MANUAL DEL PROGRAMA ESFUMAS

Notas :

- Las comas separan variables
- Entre paréntesis se indica el formato de cada dato

Renglón :

Datos que se piden :

1	(N) número de vértices del área cargada ; (?) valor de la carga por metro cuadrado.
2	Coordenada x, coordenada y del vértice 1 del área cargada sentido anti-horario de la carga (2F10.2).
N+2.	Coordenada x, coordenada y del vértice N del área cargada (2F10.2).
N+3	(NP) número de puntos donde se requiere determinar sigma z (formato libre).
N+4	Coordenada XP, coordenada YP del primer punto donde se requiere determinar sigma z , (NZP) número de profundidades en las que se requiere determinar sigma z (2F10.2, I5).
N+5	Primera profundidad z donde se requiere determinar sigma z del primer punto analizado (F10.2).
N+NZP+5	Ultima profundidad (NZP-esima) donde requiere determinar sigma z del primer punto analizado (F10.2).
N+NZP+NP+6	Coordenada XP, coordenada YP del último punto donde se requiere determinar sigma z , (NZP) número de profundidades en las que se requiere determinar sigma z (2F10.2, I5).
N+NZP+NP+7	Primera profundidad z donde se requiere determinar sigma z del último punto analizado (F10.2).
N+NZP+5	Ultima profundidad NZP-esima donde se requiere detrmnar sigma z del último punto analizado (F10.2).

6. INTERACCION SUELO-PILOTE BAJO CARGAS LATERALES ESTATICAS Y DINAMICAS

CAPÍTULO II

PILAS Y PILOTES BAJO SOLICITACIONES ESTÁTICAS

En numerosas ocasiones es necesario soportar cargas horizontales estáticas o transitorias sobre la cabeza de pilas o pilotes. Lo anterior induce, fuerzas cortantes y momentos flexionantes, que es necesario evaluar para efectuar un diseño racional de estos elementos que trabajan a flexocompresión. Además, resulta de vital importancia el determinar los desplazamientos horizontales, los cuales deberán ser compatibles con la funcionalidad de la estructura.

De acuerdo con Zeevaert (1973, 1982), la solución de estos problemas consistirá en encontrar las reacciones horizontales del suelo $R_a, X_1, X_2, \dots, X_i, \dots, R_b$, que ponen en equilibrio al pilote con la fuerza máxima P aplicada en la cabeza, Figura 1.II.

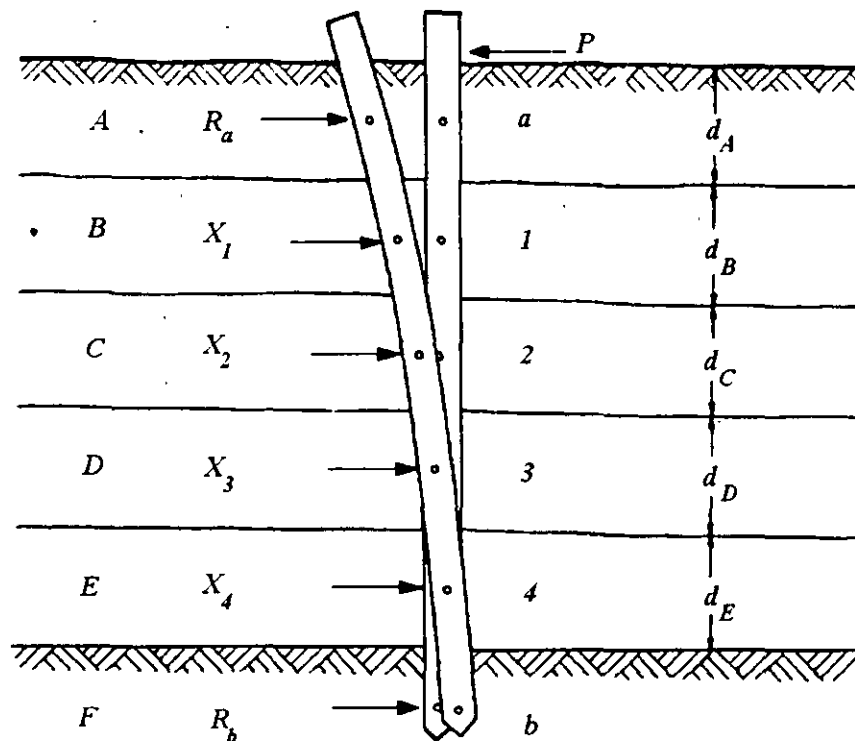


Figura 1.II

Ecuación matricial de interacción horizontal HEMI.

El cálculo se realizará por superposición de efectos (ver Anexo II.1), para la condición $X_i = 0$ se obtendrá una estructura estáticamente determinada, Figura 2.II, para la cual se pueden encontrar los desplazamientos horizontales; Δ_{i0} . En la condición unitaria, Figura 3.II, se considera aplicada una reacción $X_i = +1$ en el punto i y se calculan los desplazamientos unitarios en el mismo punto i así como en los demás puntos j , esto es: \bar{S}_{ii} y \bar{S}_{ji} respectivamente.

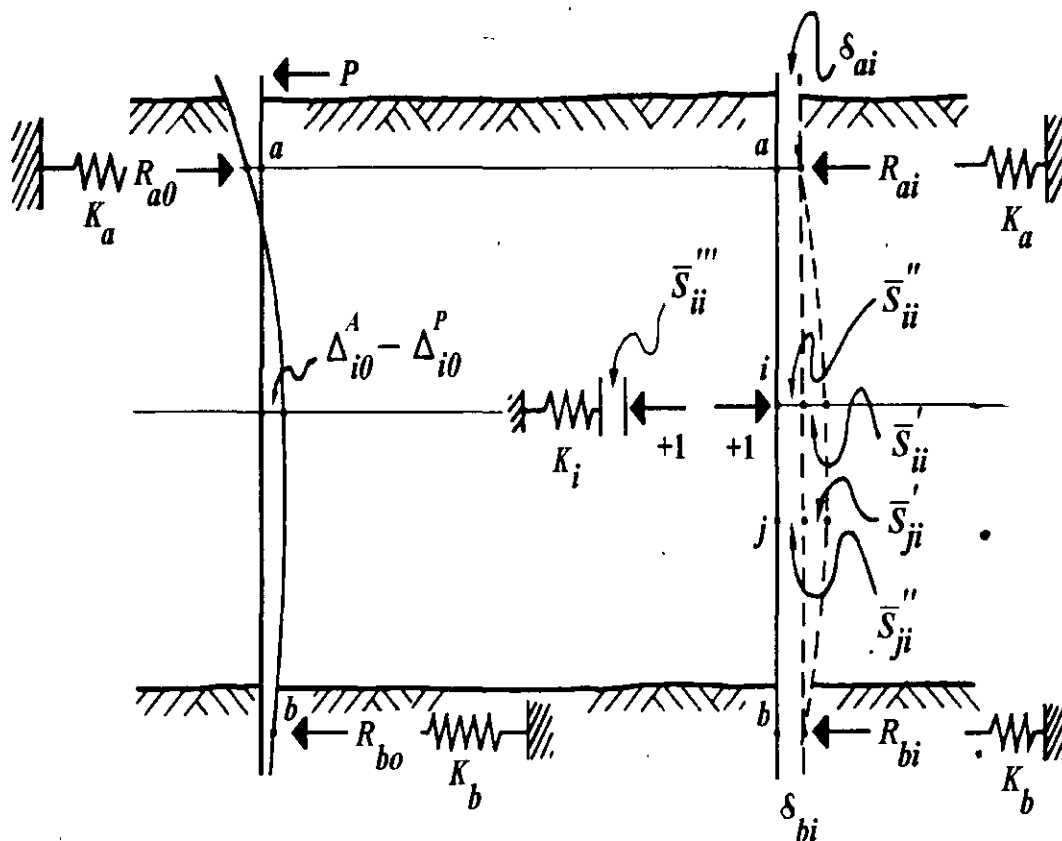


Figura 2.II

Figura 3.II

Conociendo los desplazamientos Δ_{i0} de la condición $X_i = 0$ y los desplazamientos de las condiciones $X_i = +1$ se puede establecer la compatibilidad de deformaciones para cada una de las secciones donde se aplican las reacciones incógnitas (ver Anexo II.1).

$$\begin{aligned}
 \bar{S}_{11}X_1 + \bar{S}_{12}X_2 + \bar{S}_{13}X_3 + \bar{S}_{14}X_4 &= \Delta_{10} \\
 \bar{S}_{21}X_1 + \bar{S}_{22}X_2 + \bar{S}_{23}X_3 + \bar{S}_{24}X_4 &= \Delta_{20} \\
 \bar{S}_{31}X_1 + \bar{S}_{32}X_2 + \bar{S}_{33}X_3 + \bar{S}_{34}X_4 &= \Delta_{30} \\
 \bar{S}_{41}X_1 + \bar{S}_{42}X_2 + \bar{S}_{43}X_3 + \bar{S}_{44}X_4 &= \Delta_{40}
 \end{aligned}
 \tag{1. II}$$

o bien

$$[\bar{S}_{ji}] \cdot \{X_i\} = \{\Delta_{i0}\} \tag{2. II}$$

La expresión anterior se llamará en adelante *Ecuación Matricial de Interacción Horizontal*, HEMI. Los desplazamientos horizontales dependerán de las condiciones de apoyo del pilote. Pueden presentarse cuatro casos principales.

- ◇ Caso I Pilote libre de girar en sus extremos con desplazamiento horizontal en la base.
- ◇ Caso II Pilote restringido al giro en la cabeza y libre de girar en la base con desplazamiento horizontal de la misma.
- ◇ Caso III Pilote libre de girar en la cabeza y restringido al giro en la base sin desplazamiento horizontal de la misma.
- ◇ Caso IV Pilote restringido al giro en ambos extremos sin desplazamiento horizontal en la base.

Para decidir la condición de apoyo deberá, considerarse lo siguiente:

Los casos I y II se aplican generalmente en pilotes de fricción donde la punta no alcanza un estrato resistente y por lo tanto la base puede girar libremente. La cabeza del pilote podrá diseñarse articulada o parcialmente empotrada en la estructura de cimentación.

Los casos III y IV se aplican a elementos apoyados firmemente en un estrato resistente que restringe su giro en la base. En el apoyo con la estructura de cimentación estos elementos podrán quedar articulados o parcialmente empotrados, respectivamente. En el caso de pilas, el diámetro es considerablemente mayor que para el caso de pilotes y, por tanto, la rigidez (EI) resulta un aspecto importante que se deberá considerar.

Se expondrá el Caso I para familiarizarnos con la notación.

En éste se permiten los giros y desplazamientos horizontales de los extremos.

Condición $X_i = 0$, Figura 2.II.

$$\Delta_{i0} = \Delta_{i0}^A - \Delta_{i0}^P \quad (3.II)$$

en donde

Δ_{i0}^P Deformaciones por flexión del pilote apoyado en a y b , debido a la carga horizontal P aplicada en la cabeza.

Δ_{i0}^A Desplazamiento horizontal del pilote como elemento rígido al ceder los apoyos a y b por deformación del suelo, estos valores son función del módulo horizontal de cimentación K_a y K_b respectivamente.

Condición $X_i = +1$, Figura 3.II.

en el punto i

$$\bar{S}_{ii} = \bar{S}_{ii}' + \bar{S}_{ii}'' + \bar{S}_{ii}''' \quad (4.II)$$

en el punto j

$$\bar{S}_{ji} = \bar{S}_{ji}' + \bar{S}_{ji}'' \quad (5.II)$$

en donde

\bar{S}_{ii}' Deformación del pilote por flexión en el punto i , debido a la carga $X_i = +1$ aplicada en i .

\bar{S}_{ji}' Deformación del pilote por flexión en el punto j , debido a la carga $X_i = +1$ aplicada en i .

\bar{S}_{ii}'' Deformación horizontal en el punto i del pilote como elemento rígido por deformación de los apoyos a y b debido a la carga $X_i = +1$ aplicada en i .

\bar{S}_{ji}'' Deformación horizontal en el punto j del pilote como elemento rígido por deformación de los apoyos a y b debido a la carga $X_i = +1$ aplicada en i .

$\bar{S}_{ii}''' = 1 / K_i$ Deformación del suelo por la carga $X_i = +1$ aplicada en el punto i , ver Anexo III.2.

Rotación de la base

En el caso de pilotes bien hincados en un estrato resistente, así como para el caso II, se puede suponer que la base se encuentra articulada en el suelo donde se apoya la punta del pilote. Sin embargo en el caso de pilas apoyadas sobre un estrato resistente, y debido a que estos elementos de cimentación por su gran diámetro son bastante rígidos, la restricción al giro de la base de apoyo puede ser importante en los cálculos de interacción.

Considerando el caso IV para una pila con ampliación en la base, si la base gira por deformación del suelo habrá que introducir una incógnita más que será representativa del momento que se genera en la base por la interacción de ésta con el material de apoyo, tomando en cuenta este efecto, la ecuación matricial de interacción horizontal HEMI, quedará definida como sigue:

$$\begin{bmatrix} \bar{S}_{11} & \bar{S}_{12} & \bar{S}_{13} & \cdot & \bar{S}_{1b} \\ \bar{S}_{21} & \bar{S}_{22} & \bar{S}_{23} & \cdot & \bar{S}_{2b} \\ \bar{S}_{31} & \bar{S}_{32} & \bar{S}_{33} & \cdot & \bar{S}_{3b} \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \bar{\theta}_{b1} & \bar{\theta}_{b2} & \bar{\theta}_{b3} & \cdot & \bar{\theta}_{bb} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} X_1 \\ X_2 \\ X_3 \\ \cdot \\ X_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \Delta_{10} \\ \Delta_{20} \\ \Delta_{30} \\ \cdot \\ \theta_{b0} \end{Bmatrix} \quad (6.II)$$

en donde

Las condiciones $X_i = 0$ y $X_i = +1$ serán las mismas estudiadas anteriormente y la Condición $X_b = +1$ será la que es necesario adicionar para conocer los efectos unitarios a lo largo del vástago de la pila por el momento M_b aplicado en su base por efectos de la rotación. En los puntos i y j se inducirán los desplazamientos horizontales \bar{S}_{ib}' y \bar{S}_{jb}' , en la base de la pila un giro $\bar{\theta}_{bb}'$ y en el suelo $\bar{\theta}_{bb}''' = 1 / K_{\theta b}$, en donde $K_{\theta b}$ es el módulo de cimentación por rotación en la base. Así mismo la condición $X_b = +1$ para la base será: $\bar{\theta}_{bb} = \bar{\theta}_{bb}' + \bar{\theta}_{bb}'''$.

Este caso se presenta con mayor frecuencia en problemas prácticos de cimentaciones sobre pilas y corresponde a los casos III y IV.

Para el cálculo del giro θ de la base de una pila utilizaremos la solución obtenida por Frohlich (1953) basada en la teoría de la elasticidad para el giro de una placa rígida en un medio elástico e isótropo:

$$\theta = \frac{3(1-\nu^2)M_\theta}{4ER_0^3} \quad (7.II)$$

aquí M_θ es el momento de rotación, R_0 el radio de la base de la pila, ν la relación de Poisson y E el módulo de elasticidad del medio continuo. De donde el módulo de cimentación por rotación será:

$$K_\theta = \frac{M_\theta}{\theta}, \quad K_\theta = \frac{4ER_0^3}{3(1-\nu^2)} \quad (8.II)$$

Sustituyendo E por el valor del módulo de deformación unitaria M_z para el sentido vertical y haciendo $(1-\nu^2)=1$ se obtiene:

$$K_{\theta b} = \frac{4R_0^3}{3M_z} \quad (9.II)$$

El valor de $K_{\theta b}$ en la base es independiente de los valores K_i en puntos a lo largo del vástago de la pila; Si los valores de K_i se pudiesen considerar como parámetros de deformación independientes, la ecuación matricial de interacción HEMI proporcionaría al resolverla la solución final para las reacciones incógnitas. Sin embargo, los elementos de deformación del suelo no son independientes unos de los otros y varían de acuerdo con la distribución de reacciones sobre el pilote y suelo respectivamente. Por consiguiente, será necesario considerar al subsuelo como un medio continuo.

ecuaciones se resuelven para los valores de las reacciones redundantes, después de lo cual se determinan las demás reacciones por equilibrio estático.

Aplicación

Considerando a la estructura liberada y estáticamente determinada como la condición $X_i = 0$, la deformación en un punto i debida a todas las cargas que obran sobre la estructura la llamaremos $\Delta_{i,0}$. Esta deformación podrá incluir también cambios de temperatura y el efecto de la deformación de los apoyos.

Considerando a la estructura sometida a la acción de una de la reacciones redundantes, como la condición $X_i = +1$ (estáticamente determinada), llamaremos S_{ji} a la deformación lineal o angular en un punto j producida en la estructura por la sollicitación unitaria aplicada en el punto i de la estructura, ya sea que ésta represente una fuerza o un momento. Así también designamos por $S_1, S_2, \dots, S_i, \dots, S_n$, a las deformaciones totales en los puntos 1, 2, ... i , ... n originadas cuando todas las sollicitaciones $X_1, X_2, \dots, X_i, \dots, X_n$, obran sobre la estructura, incluyendo las cargas externas y demás reacciones.

Por el principio de superposición dentro del rango elástico para el punto i

$$\Delta_{i,0} + S_{i1}X_1 + S_{i2}X_2 + \dots + S_{ii}X_i + \dots + S_{in}X_n = S_i \quad (1. AII.1)$$

Debido a que la suma de las deformaciones producidas por las cargas reales y las redundantes es una suma algebraica tenemos:

$$\Delta_{i,0} - S_i = S_{i1}X_1 + S_{i2}X_2 + \dots + S_{ii}X_i + \dots + S_{in}X_n \quad (2. AII.1)$$

Si aplicamos la ecuación anterior a los n puntos de interés obtenemos un sistema de ecuaciones que representa las ecuaciones de condición de un sistema estáticamente indeterminado compatible con n ecuaciones y el mismo número de incógnitas.

En forma matricial la ecuación de interacción estructural se puede escribir como:

$$[S_{ij}] \cdot \{X_i\} = \{\Delta_{i,0}\} - \{S_i\} \quad (3. AII.1)$$

En el caso particular en que los apoyos cedan proporcionalmente a las reacciones en la forma $S_i = X_i / K_i$, en donde K_i representa el módulo de cimentación para el punto i y el valor $1 / K_i$ el coeficiente de proporcionalidad de la deformación con la carga de reacción, sustituyendo en la ecuación matricial se tiene:

$$\begin{aligned} [S_{ij}] \cdot \{X_i\} + \left\{ \frac{X_i}{K_i} \right\} &= \{\Delta_{i0}\} \\ \therefore \\ \left([S_{ij}] + \left[\frac{1}{K_i} \right] \right) \cdot \{X_i\} &= \{\Delta_{i0}\} \quad (4.AII.1) \end{aligned}$$

en donde $\left[\frac{1}{K_i} \right]$ es una matriz diagonal.

De los razonamientos anteriores se observa que una vez conocidos los valores de las incógnitas se podrán calcular los elementos mecánicos en una sección cualquiera de la estructura por estática.

CAPÍTULO III

PILAS Y PILOTES BAJO SOLICITACIONES SÍSMICAS

Respuesta sísmica del suelo

La respuesta sísmica del subsuelo así como sus propiedades dinámicas son importantes para el cálculo de la interacción entre la superficie de apoyo de la estructura de cimentación y el suelo. En éste caso interesa conocer el periodo fundamental de vibración libre y los desplazamientos máximos probables de la masa de suelo producidos por las ondas de esfuerzo cortante que se trasladan en sentido vertical del estrato firme hacia la superficie del suelo con una velocidad.

$$v_s = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}} \dots\dots (1.III)$$

En donde μ es el módulo de elasticidad al esfuerzo cortante o módulo de rigidez del suelo definido por τ/γ , τ es el esfuerzo cortante, γ la distorsión angular y ρ la masa unitaria del suelo. Si se conocen los valores μ_i representativos de los estratos del subsuelo desde la base firme hasta la superficie se podrá calcular el tiempo que tarda la onda de cortante en atravesar cada estrato con módulo de rigidez dinámica μ_i y espesor d_i ,

$$\Delta t_i = \frac{d_i}{v_s} \quad (2.III)$$

El tiempo que tarda la onda de cortante en atravesar todos los estratos es $\frac{1}{4}$ del periodo fundamental del suelo T_{v1} por consiguiente

$$T_{v1} = 4 \sum_{i=1}^n \frac{d_i}{v_s} \quad (3.III)$$

Conociendo el periodo fundamental del suelo por medio de la (3.III) se podrá afinar éste periodo y calcular la configuración de desplazamientos horizontales relativos y esfuerzos cortantes en la masa de suelo para el periodo considerado, usando el modelo de la viga de cortante (Zeevaert 1973, capítulo XII), Figura 1.III

$$\delta_{i+1} = A_i \delta_i - B_i \tau_i \quad (4.III)$$

$$\tau_{i+1} = C_i (\delta_i + \delta_{i+1}) + \tau_i \quad (5.III)$$

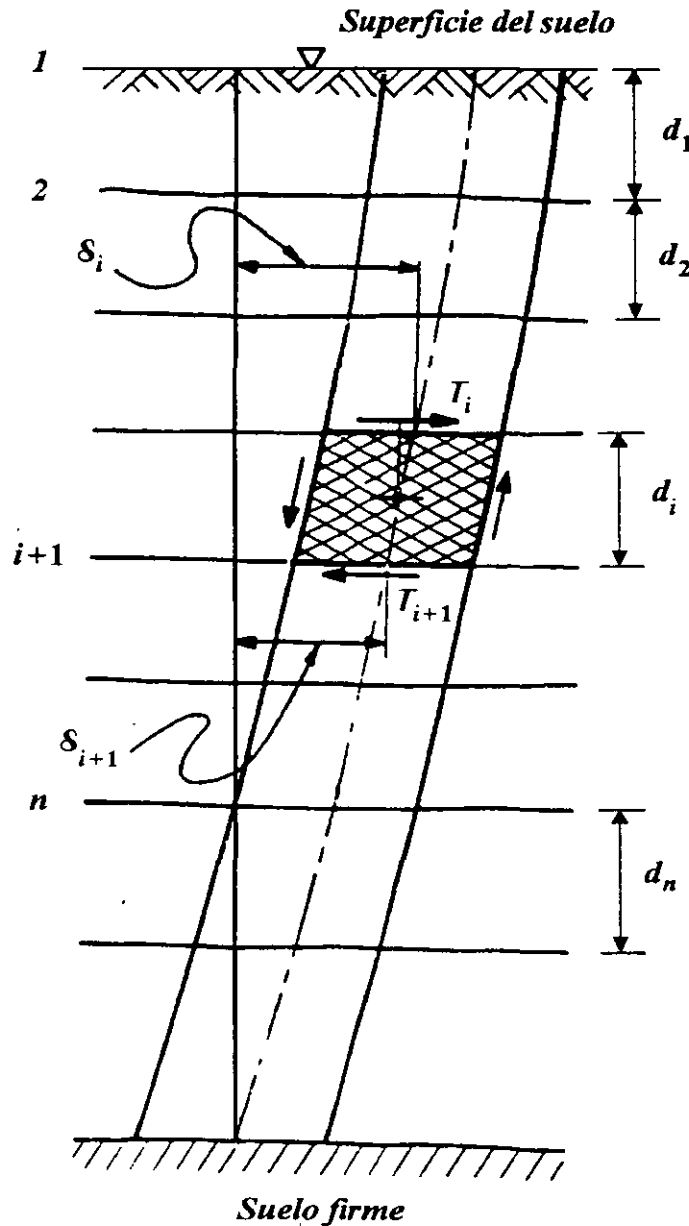


Figura 1.III

en donde

$$A_i = \frac{1 - N_i}{1 + N_i}, \quad B_i = \frac{1}{1 + N_i} \frac{d_i}{\mu_i} \quad (6.III)$$

$$C_i = \frac{1}{2} \rho d_i \omega_i^2, \quad N_i = \frac{\rho d_i^2 \omega_i^2}{4\mu_i}$$

Para efectuar el cálculo se supone la frecuencia circular $\omega_1 = 2\pi / T_{s1}$ obtenida de (3.III), y asignando una aceleración horizontal G_a a la superficie del suelo se obtiene un desplazamiento máximo de $\delta_{s0} = G_a / \omega_1^2$, el esfuerzo cortante en la superficie es $\tau_{s0} = 0$. Con estos valores se entra en la (4.III) y se calcula el próximo valor del desplazamiento horizontal $\delta_{i+1} = \delta_2$. Con éste valor y el de $\tau_1 = 0$ se entra en la (5.III) y se calcula τ_2 . Con los valores de δ_2 y τ_2 , se entra en la (4.III) y se calcula δ_3 luego de la (5.III) se obtiene τ_3 . En ésta forma paso a paso se calcula la configuración δ_i y τ_i . Al llegar a la base firme se debe confirmar el valor de $\delta_b = 0$ y $\tau_b = \tau_{max}$. Si $\delta_b \neq 0$ será necesario efectuar una corrección a la frecuencia circular supuesta ω_1 hasta lograr el ajuste necesario y satisfacer las condiciones de frontera en la base firme. Otros periodos del subsuelo pueden encontrarse por el mismo procedimiento.

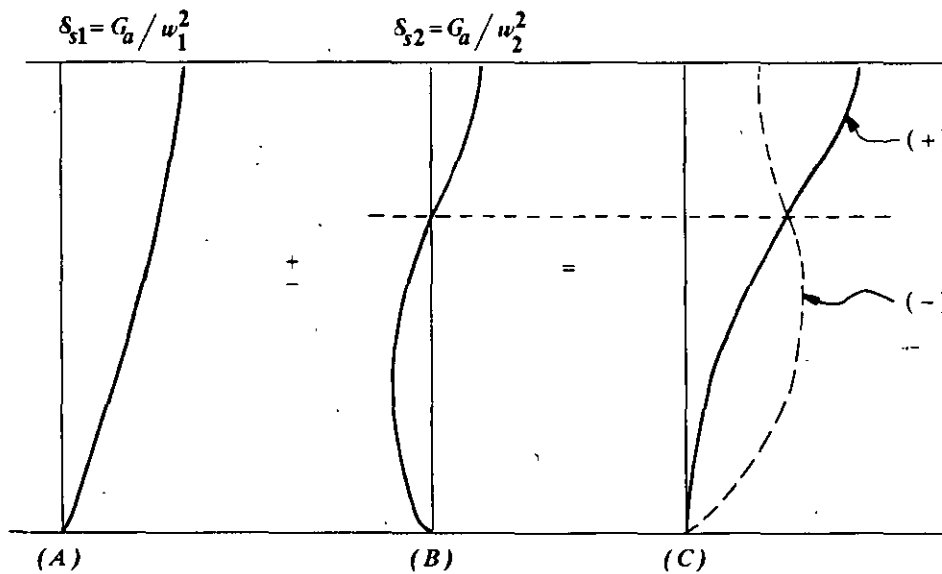


Figura 2.III

Pueden estudiarse configuraciones producidas por el primer y segundo modo superpuestos en la forma más desfavorable. En la Figura 2.III se muestran esquemáticamente dos modos de vibrar del suelo, el fundamental o primer modo y el segundo modo, ya que algunas investigaciones han demostrado que para propósitos prácticos son los que en general pueden influir en forma más considerable en los desplazamientos y esfuerzos cortantes en la masa de suelo. Así pues, la excitación de la masa de suelo dependerá de la longitud y periodo de las ondas sísmicas.

No obstante la respuesta total se obtendrá por adición de las respuestas individuales de cada forma modal. Considerando que $\sum C_{pn} \approx 1$, podemos generalizar para los desplazamientos horizontales y esfuerzos cortantes a un nivel i respectivamente.

$$\delta_i = \left[C_{p1} \delta_{s1} + C_{p2} \delta_{s2} + \dots + \left(1 - \sum_1^{n-1} C_{pn-1} \right) \delta_{sn} \right] \quad (7.III)$$

$$\tau_i = \left[C_{p1} \tau_{s1} + C_{p2} \tau_{s2} + \dots + \left(1 - \sum_1^{n-1} C_{pn-1} \right) \tau_{sn} \right]$$

El valor de C_{pn} es el coeficiente de participación (Zeevaert 1973, capítulo XII), el cual se determina por medio de la siguiente expresión:

$$C_{pn} = \frac{\left(\sum_A^N \rho_i d_i \delta_{ni} \right)^2}{\left(\sum_A^N \rho_i d_i \delta_{ni}^2 \right) \left(\sum_A^N \rho_i d_i \right)} \quad (8.III)$$

aquí para un estrato

ρ , masa unitaria

d_i , espesor del estrato

δ_{ni} desplazamiento medio del estrato para el periodo de vibración T_{sn}

\sum_A^N suma de los estratos de A a N

Suponiendo que el suelo sea excitado por trenes de ondas cuya longitud y periodo corresponden al primer y segundo modo de vibrar, existiría la posibilidad de combinarlas en dos formas, esto es, sumándolas o restándolas. Por ejemplo, la configuración mostrada con línea llena en la Figura 2c.III correspondería a la suma.

$$\delta_{s1} = C_{p1}\delta_1 + (1 - C_{p1})\delta_2 \quad (9.III)$$

y la configuración mostrada con línea interrumpida correspondería a la diferencia en donde δ_1 y δ_2 son las configuraciones para el primer y segundo modo de vibración respectivamente.

En esta forma se obtiene la configuración compuesta del primer y segundo modo de vibración del suelo, la cual se puede normalizar para una aceleración unitaria en la superficie en la forma

$$\Psi_i = \frac{\delta_{si}}{G_a \delta_{s0}} \quad (10.III)$$

Comportamiento sísmico de pilas y pilotes.

Durante movimientos fuertes en la masa de suelo debido a sismos, se producen reacciones laterales a lo largo del vástago de la pila. Las fuerzas involucradas en el movimiento del suelo se traducen en reacciones desconocidas sobre el vástago que llamaremos de X_1 a X_i y X_n , Figura 3.III. Estas se consideran como fuerzas concentradas interactuantes representativas de las reacciones lineales unitarias desarrolladas en cada una de las secciones consideradas sobre el vástago de la pila. Las fuerzas exteriores sobre la pila y las reacciones laterales desconocidas actúan en el vástago de la pila y suelo haciendo que el sistema de cimentación se encuentre en equilibrio. Sin embargo, la compatibilidad de deformaciones deberá lograrse en la interfase del suelo con el vástago de la pila en su longitud total y en la base.

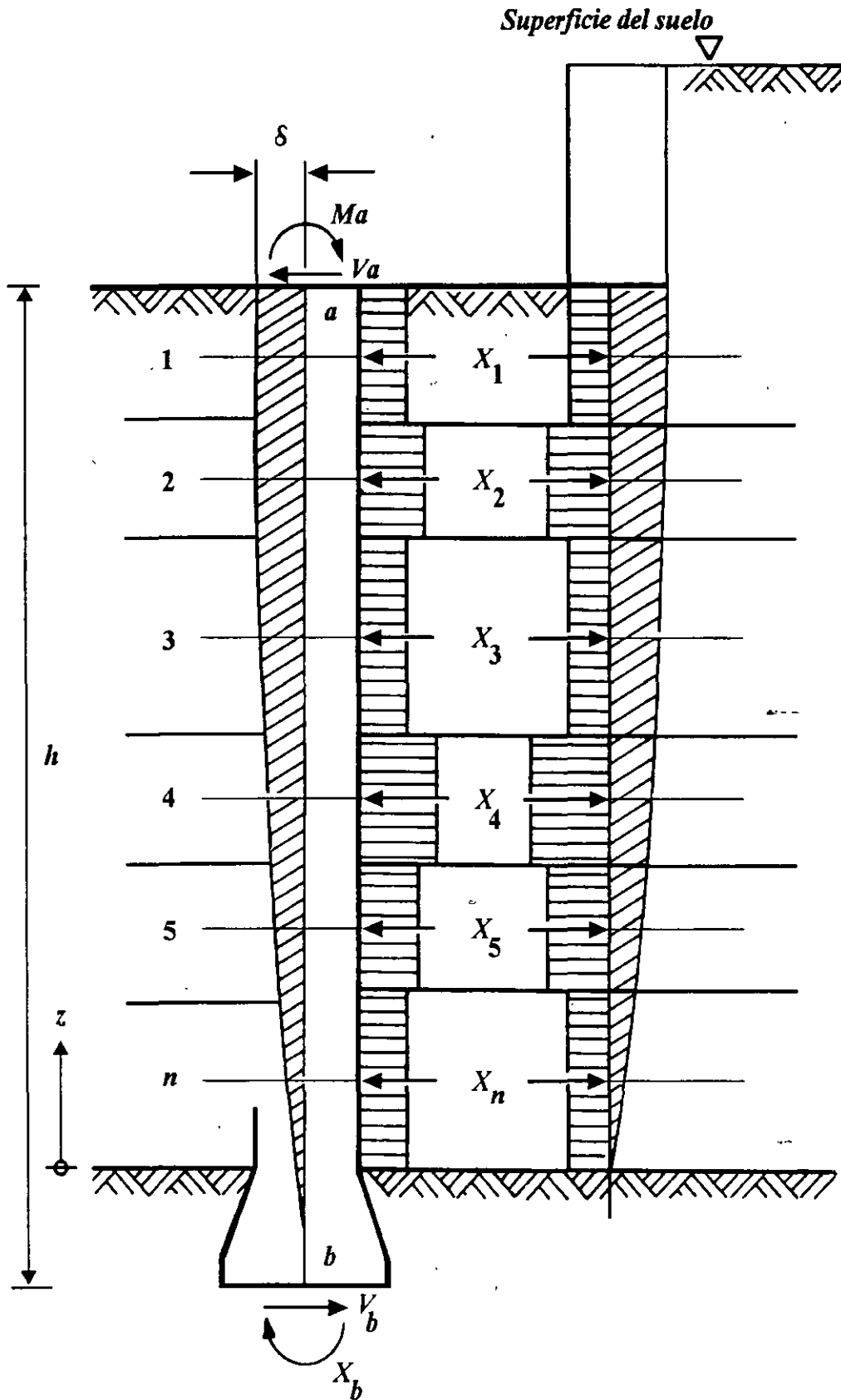


Figura 3.III

Para resolver el problema se debe establecer la compatibilidad de deformaciones en cada punto o sección del suelo Δ_z sobre el vástago de la pila, con las propiedades dinámicas del suelo que corresponden a la sección considerada y que deben conocerse a través del módulo dinámico de rigidez μ . Esto puede lograrse por el método que se usa para la resolución de estructuras estáticamente indeterminadas (ver Anexo II.1). Si las reacciones desconocidas X_1 a X_i y X_n se suponen nulas, se obtiene un sistema estructural estáticamente determinado en donde los desplazamientos horizontales pueden calcularse. Ésta condición se designa, como ya se ha discutido, $X_i = 0$. Los desplazamientos horizontales del vástago de la pila son únicamente debidos a la fuerza horizontal conocida aplicada en la cabeza bajo ciertas condiciones de restricción en sus extremos. Las deflexiones de la pila en ésta condición se llamarán Δ_{i0}^P a Δ_{n0}^P y θ_{b0} , Figura 4.III. Para la misma condición los desplazamientos horizontales máximos debidos al movimiento sísmico del subsuelo se muestran en la misma Figura 4.III y se designan por $\delta_{,1}$ y $\delta_{,n}$ en donde los índices 1 a n representan la acción en el punto medio del estrato de suelo considerado.

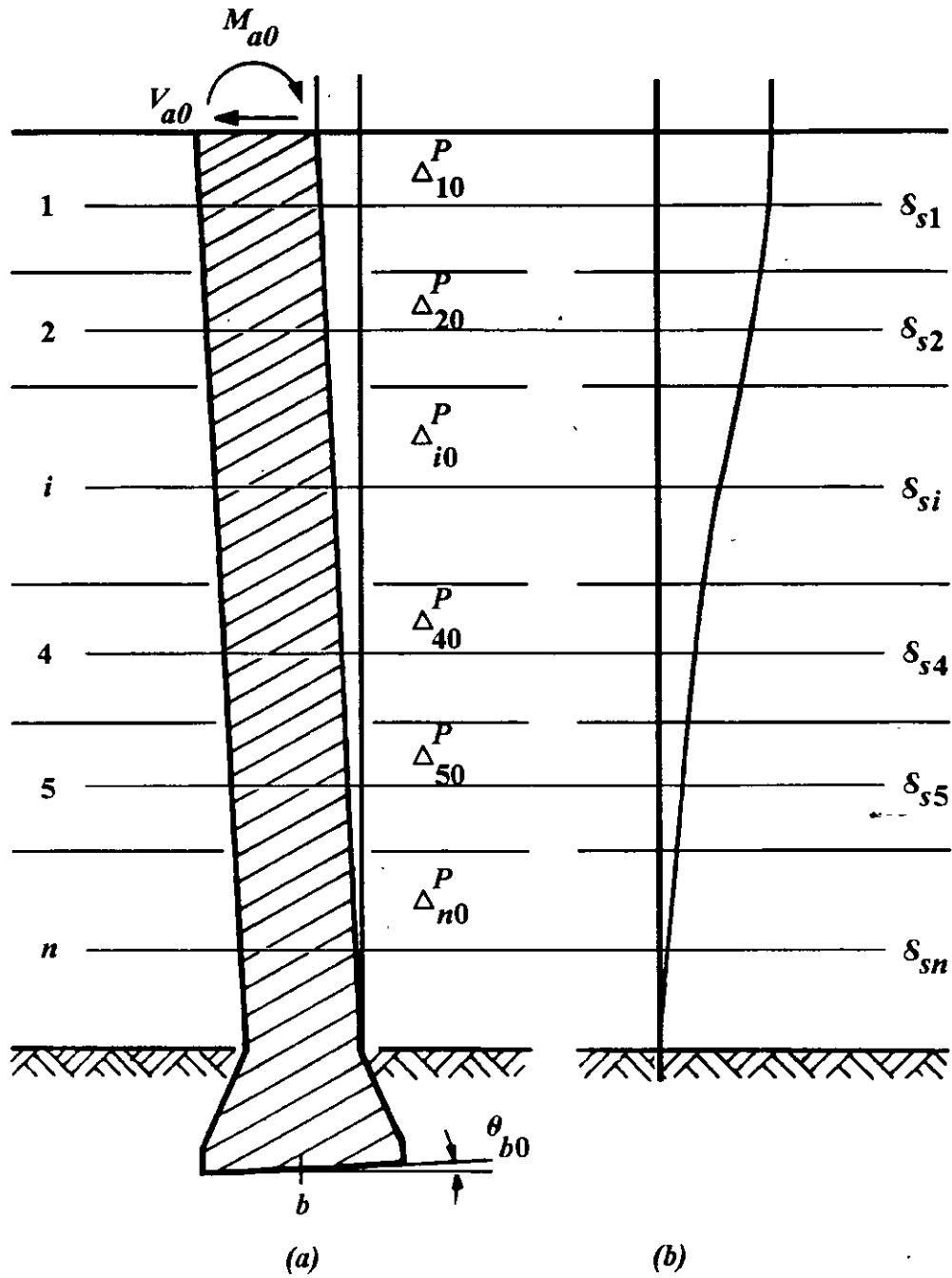


Figura 4.III

El desplazamiento horizontal total $(\Delta_{i0}^p + \delta_{si})$ en cualquier punto obtenido de la Condición $X_i = 0$, deberá ser igual a la suma de los desplazamientos en el mismo punto i debido a cada una de las reacciones X_1 a X_i y X_n aplicadas en todos los puntos considerados, respectivamente. Los coeficientes unitarios de influencia para calcular esta acción deberán determinarse como muestra la Figura 5.III, estableciendo las Condiciones $X_i = +1$. Esto es, se supone una carga unitaria aplicada en un punto i actuando sobre el suelo y al mismo tiempo sobre el vástago de la pila con las mismas condiciones de apoyo como se supusieron para la Condición $X_i = 0$. La pila será desplazada por ésta fuerza unitaria en una dirección y el suelo en dirección opuesta. El coeficiente de influencia \bar{S}_{ji} representa el desplazamiento en un punto j de la pila debido a la carga unitaria aplicada en el punto i y se calcula suponiendo que la pila es una viga con rigidez (EI) , en donde (E) es el módulo de elasticidad dinámico del material de la pila e (I) el momento de inercia de su sección transversal. Así también se calculan los desplazamientos horizontales en los puntos i de la pila debido a un momento unitario $X_b = +1$ aplicado en la base de la pila. La influencia de los desplazamientos horizontales en la masa de suelo se calculan aplicando la misma reacción unitaria en el punto i en cuestión, y considerando la masa de suelo como un medio continuo semi-infinito, Figura 5.III. De los valores de los desplazamientos del suelo \bar{S}_{ii}'''' para cada condición en particular puede calcularse el módulo de cimentación K_i para la sección considerada

$$\bar{S}_{ii}'''' = \frac{1}{K_i} \quad (11.III)$$

$$\bar{\theta}_{bb}'''' = \frac{1}{K_{\theta b}} \quad (12.III)$$

En la misma forma se calcula para todos los demás puntos considerados, de donde la compatibilidad de deformación en los puntos i y b puede establecerse en términos de las deflexiones unitarias y reacciones desconocidas como sigue:

$$\Delta_{i0}^p + \Delta\delta_{si} = \bar{S}_{i1} X_1 + \bar{S}_{i2} X_2 + \dots + (\bar{S}_{ii} + \bar{S}_{ii}'''') X_i + \dots + \bar{S}_{ib} X_b \quad (13.III)$$

$$\theta_{b0} - \psi_0^\delta = \bar{\theta}_{b1} X_1 + \bar{\theta}_{b2} X_2 + \dots + \bar{\theta}_{bi} X_i + \dots + \left(\bar{\theta}_{bb} + \frac{1}{K_{\theta b}} \right) X_b \quad (14.III)$$

Ecuaciones similares a la (13.III) pueden formarse para otras secciones, tantas como reacciones sea necesario conocer para lograr la precisión necesaria, que adicionada a la (14.III) forman un sistema de ecuaciones simultáneas que en forma matricial HEMIS se leen como sigue:

$$[\bar{S}_{ij}, \bar{\theta}_{ib}] \cdot \{X_i, X_b\} = \{(\Delta_{i0}^p + \Delta\delta_{si}) (\theta_{b0} - \psi_0^\delta)\} \quad (15.III)$$

del anterior sistema de ecuaciones podrán determinarse las incógnitas X_i y X_b

$$\{X_i, X_b\} = [\bar{S}_{ij}, \bar{\theta}_{ib}]^{-1} \cdot \{(\Delta_{i0}^p + \Delta\delta_{si}) (\theta_{b0} - \psi_0^\delta)\} \quad (16.III)$$

Una vez encontrados los valores finales de las incógnitas X_i se calculan las fuerzas cortantes y momentos flexionantes en los extremos y secciones intermedias de la pila.

Ecuación matricial de desplazamientos horizontales HEMAS.

Varios autores usan la hipótesis de Winkler (1867), en la cual se establece que el suelo queda representado bajo el área cargada por una serie de resortes independientes, para resolver problemas sobre cimentaciones elásticas, omitiendo el considerar a la masa de suelo como un medio continuo. Para obtener resultados más precisos y reales en la solución de estos problemas es necesario establecer una ecuación de desplazamientos horizontales basada en el estudio de la masa de suelo como un medio continuo.

Para el cálculo de desplazamientos horizontales de la masa de suelo, donde apoya un pilote, es necesario dividir pilote y suelo en dovelas horizontales con longitudes d_i . En una dovela se aplica un esfuerzo unitario $q_i = 1/\bar{a}_i$, donde $\bar{a}_i = (2r_0)d_i$, es el área tributaria de la dovela en estudio, siendo la reacción total de la misma $X_i = +1$. Con el esfuerzo unitario se determinan los valores de influencia I_{ji}^N en la masa de suelo para cada uno de los estratos considerados, Figura 6.III. Consecuentemente, los desplazamientos horizontales al eje del pilote por el efecto del esfuerzo unitario $q_i = +1$ en la sección i serán:

$$\begin{aligned} \bar{\delta}_n &= (I_{ni}^I M_i \Delta x + I_{ni}^{II} M_i \Delta x + I_{ni}^{III} M_i \Delta x + \dots \\ \bar{\delta}_n &= (M_i \Delta x) \sum_1^n I_{ni}^{II} \end{aligned}$$

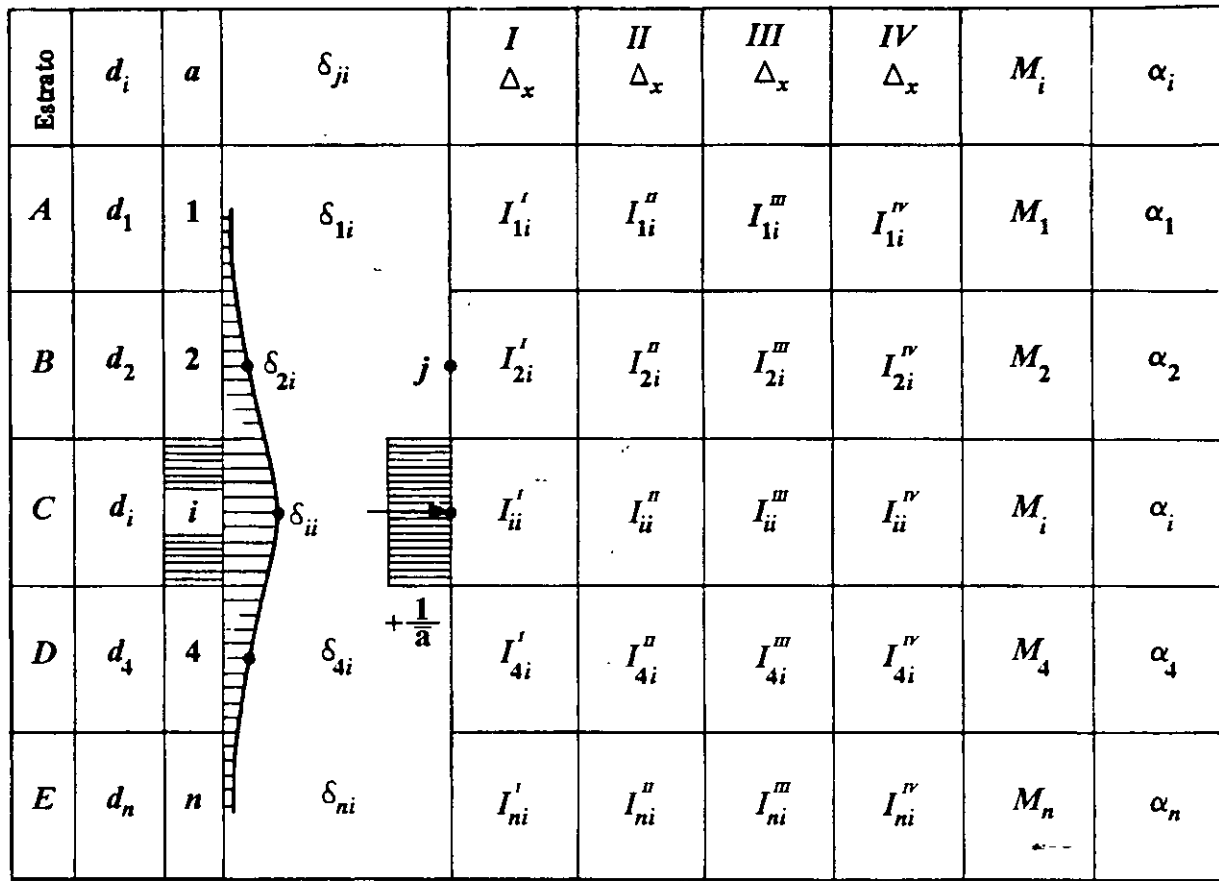


Figura 6.III

Por lo que para los demás puntos de estudio tendremos:

$$\begin{aligned} \bar{\delta}_{1i} &= (M_1 \Delta x) \sum_1^n I'_{1i} \\ \bar{\delta}_{2i} &= (M_2 \Delta x) \sum_1^n I''_{2i} \\ \bar{\delta}_{3i} &= (M_3 \Delta x) \sum_1^n I'''_{3i} \\ &\vdots \\ \bar{\delta}_{ji} &= (M_j \Delta x) \sum_1^n I''_{ji} \end{aligned} \quad (20.III)$$

Donde Δx es el incremento de distancia en dirección horizontal desde el vástago del pilote, elegido para llevar a cabo la integración.

Llamando $(M, \Delta x) = \alpha_j$, y generalizando tenemos:

$$\bar{\delta}_{ji} = \alpha_j \bar{I}_{ji}$$

En esta forma se obtienen los valores $\bar{\delta}_{ji}$ para todos los puntos donde quedan aplicadas las reacciones incógnitas pudiendo formar la matriz de desplazamientos horizontales unitarios, la cual se puede reducir en la mayoría de los casos a una matriz bandeda despreciando influencias pequeñas.

$$\begin{bmatrix} \bar{\delta}_{11} & \bar{\delta}_{12} & \bar{\delta}_{13} & & & & \\ \bar{\delta}_{21} & \bar{\delta}_{22} & \bar{\delta}_{23} & \bar{\delta}_{24} & & & \\ \bar{\delta}_{31} & \bar{\delta}_{32} & \bar{\delta}_{33} & \bar{\delta}_{34} & \bar{\delta}_{35} & & \\ & \bar{\delta}_{42} & \bar{\delta}_{43} & \bar{\delta}_{44} & \bar{\delta}_{45} & \bar{\delta}_{46} & \\ & & \bar{\delta}_{53} & \bar{\delta}_{54} & \bar{\delta}_{55} & \bar{\delta}_{56} & \\ & & & \bar{\delta}_{64} & \bar{\delta}_{65} & \bar{\delta}_{66} & \end{bmatrix} = [\bar{\delta}_{ji}] \quad (21.III)$$

Los desplazamientos horizontales al aplicar las reacciones $X_1, X_2, X_3, \dots, X_i$, serán:

$$\{\xi_i\} = [\bar{\delta}_{ji}]^T \cdot \left\{ \frac{X_i}{a_i} \right\} \quad (22.III)$$

Nótese que los espesores d_i de los estratos considerados en general no son iguales, además los valores de M_j varían entre estratos, por consiguiente $\bar{\delta}_{ji} \neq \bar{\delta}_{ij}$. La ecuación (22.III) es llamada HEMA (*ECUACIÓN MATRICIAL DE DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES*).

La distancia horizontal a la cual el incremento de esfuerzo en cada estrato ya no tiene importancia práctica se investiga y se usa para integrar los desplazamientos diferenciales.

Para el caso de solicitaciones sísmicas (cargas dinámicas), se usará el módulo dinámico medio de deformación unitaria M_{ej} , con lo que al hacer a éste intervenir en el desarrollo anterior obtendremos a HEMAS (*ECUACIÓN MATRICIAL DE DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES SÍSMICOS*).

El módulo dinámico medio de deformación unitaria está dado por la siguiente expresión:

$$M_e = \frac{1}{2(1+\nu)\mu} \quad (23.III)$$

en donde μ es el módulo dinámico de rigidez del suelo.

Intervención de las expresiones HEMIS y HEMAS

La ecuación (22.III) HEMAS, deberá satisfacer a la ecuación de compatibilidad (15.III) HEMIS. Esto se logra considerando como liga entre estas dos ecuaciones el valor K_i , definido para cada sección como el módulo de cimentación.

$$K_i = \frac{X_i}{\delta_i} \quad (24.III)$$

Nótese que el valor del módulo de cimentación por rotación de la base $K_{\theta b}$ es independiente de K_i y se calcula separadamente.

Para resolver el problema se asignan valores aproximados de K_i para cada estrato haciendo consideraciones mecánicas simples. Con la rigidez (EI) del vástago de la pila se usa la ecuación (15.III), obteniéndose un primer juego de valores para las reacciones desconocidas X_i , X_b , con las reacciones así obtenidas, se entra en la ecuación (22.III) de desplazamientos horizontales δ_i , calculando estos para cada una de las secciones. Con nuevos valores de $K_i' = X_i / \delta_i$, se entra nuevamente en la ecuación (15.III) encontrando reacciones mejoradas. El proceso es iterativo hasta que los valores X_i , ya no cambian substancialmente.

Una vez obtenidos los valores de las reacciones desconocidas, las fuerzas en los extremos de la pila se calculan por estática, así también los elementos mecánicos a lo largo del vástago.

Se pueden presentar cuatro casos de respuesta de la cimentación sobre pilas o pilotes dependiendo de la restricciones que presentan estos elementos en sus extremos, mismos casos que ya se han discutido en el capítulo II.

En la mayoría de los casos de cimentaciones con pilas, la base se amplía para obtener mayor capacidad de carga, como se ha discutido en la sección II. En éste caso el módulo de rotación de la base es:

$$K_{\theta\theta} = \frac{4R_0^3}{3M_e} \quad (25.III)$$

el cual deberá calcularse con el módulo dinámico de deformación unitaria, esto es

$$M_e = \frac{1}{2(1+\nu)\mu}$$

$$K_{\theta\theta} = \frac{8}{3}(1+\nu)\mu R_0^3 \quad (26.III)$$

en donde μ es el módulo dinámico de rigidez del suelo resistente donde apoya la base, como se discute en la sección II.

Resistencia del suelo a la acción sísmica

Para obtener una respuesta satisfactoria de la pila o pilote durante el movimiento del subsuelo a la acción sísmica, los esfuerzos de contacto entre suelo y pilote deberán de quedar bajo el esfuerzo cortante máximo inducido en el suelo por el pilote con un factor de seguridad mínimo de 2. Si q es el esfuerzo de contacto, el esfuerzo cortante s_m es máximo cuando $s_m = q / \pi$ (Nádai, 1931, p. 246). En condiciones dinámicas la resistencia de un suelo cohesivo es aproximadamente $s_m = q_u / 2$ en donde q_u representa la consistencia natural del suelo, por consiguiente:

$$q_{max} = \frac{\pi}{2} q_u \quad (27.III)$$

pero $q = R_l / (2r_0)$, en donde R_l es la reacción por unidad de longitud del pilote y $(2r_0)$ el diámetro. La reacción límite para considerar respuesta elástica, con factor de seguridad de 2 sería:

$$(R_l)_{max} \approx \frac{\pi r_0}{2} q_u \quad (28.III)$$

de la expresión anterior se ve la necesidad de investigar si todas las dovelas supuestas en el cálculo tienen reacciones menores a $(R_i)_{max}$. Las reacciones que sobrepasen la siguiente condición

$$R_i \geq (R_i)_{max} \quad (29.III)$$

deberán tomarse como reacciones plásticas en el cálculo. En esta forma el cálculo proporcionará valores más reales y conservadores. En la práctica este fenómeno se presenta generalmente en la primera dovela del pilote cerca de la superficie donde la resistencia del suelo es menor y las reacciones son mayores.

Supongamos que se ha planteado el sistema de ecuaciones HEMIS para la solución del problema en cuestión, y se encuentra que la reacción R_a en el apoyo (a) rebasa la resistencia del suelo según (29.III). Para resolver el sistema de ecuaciones simultáneas se supondrá como conocida $R_a = (R_i)_{max}$ en la Condición $X_i = 0$ de tal manera que el nuevo apoyo para ésta condición será la dovela siguiente. El sistema de ecuaciones a resolver quedará como sigue:

$$\begin{bmatrix} \bar{\theta}_{aa} & \bar{\theta}_{a2} & \bar{\theta}_{a3} & \bar{\theta}_{a4} & \cdot & \bar{\theta}_{ai} & \cdot & \bar{\theta}_{ab} \\ \bar{S}_{2a} & \bar{S}_{22} & \bar{S}_{23} & \bar{S}_{24} & \cdot & \bar{S}_{2i} & \cdot & \bar{S}_{2b} \\ \bar{S}_{3a} & \bar{S}_{32} & \bar{S}_{33} & \bar{S}_{34} & \cdot & \bar{S}_{3i} & \cdot & \bar{S}_{3b} \\ \bar{S}_{4a} & \bar{S}_{42} & \bar{S}_{43} & \bar{S}_{44} & \cdot & \bar{S}_{4i} & \cdot & \bar{S}_{4b} \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \bar{S}_{ia} & \bar{S}_{i2} & \bar{S}_{i3} & \bar{S}_{i4} & \cdot & \bar{S}_{ii} & \cdot & \bar{S}_{ib} \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \bar{\theta}_{ba} & \bar{\theta}_{b2} & \bar{\theta}_{b3} & \bar{\theta}_{b4} & \cdot & \bar{\theta}_{bi} & \cdot & \bar{\theta}_{bb} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} X_a \\ X_2 \\ X_3 \\ X_4 \\ \cdot \\ X_i \\ \cdot \\ X_b \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \theta_{a0} - \psi_s - \theta_{a0}^{R_a} \\ \Delta_{20} + \Delta\delta_{s2} - \Delta_{20}^{R_a} \\ \Delta_{30} + \Delta\delta_{s3} - \Delta_{30}^{R_a} \\ \Delta_{40} + \Delta\delta_{s4} - \Delta_{40}^{R_a} \\ \cdot \\ \Delta_{i0} + \Delta\delta_{si} - \Delta_{i0}^{R_a} \\ \cdot \\ \Delta_{b0} - \psi_s - \theta_{b0}^{R_a} \end{bmatrix} \quad (30.III)$$

El resultado de esta consideración será un incremento en las reacciones restantes $X_a, X_2, X_3, X_4, \dots, X_i, \dots, X_b$ las que pondrán a la pila o pilote en equilibrio con la fuerza horizontal sísmica aplicada en su extremo superior.

CAPÍTULO V

EJEMPLO NUMÉRICO

En lo siguiente se presentará la solución de un problema de interacción suelo-pilote ante cargas laterales provocadas por sismo, usando el algoritmo de HEMISES, tratado en el Capítulo IV.

Pasos a seguir

- 1.- Determinación de la respuesta sísmica de la masa de suelo (Cap. III, pag. 19)
 - Cálculo de la configuración de desplazamientos y esfuerzos cortantes para el primer modo.
 - Cálculo de la configuración de desplazamientos y esfuerzos cortantes para el segundo modo.
 - Cálculo de factores de participación para formas modales.
 - Cálculo de combinaciones modales.
- 2.- Cálculo de HEMAS (Cap. III, pag. 29).
 - Cálculo de los módulos dinámicos medios de deformación unitaria (Cap. III, pag. 33).
 - Cálculo de los valores de influencia (Anexo III.2, pag. 47).
 - Cálculo de la matriz de desplazamientos horizontales unitarios.
- 3.- Cálculo de HEMISES (Anexo IV.1, pag. 66).
 - Cálculo de la matriz de coeficientes.
 - Cálculo del vector de términos independientes.
- 4.- Solución de la ecuación matricial HEMISES.
- 5.- Revisión de los esfuerzos de contacto ante la acción sísmica (Cap. III, pag 33).
 - Redistribución de esfuerzos en caso de ser rebasada la resistencia del suelo.

Datos del problema

Diámetro del pilote: 35 *cm*, Diámetro de la base “punta del pilote”: 35 *cm*.

Profundidad de desplante con respecto a la superficie (cabeza del pilote): 6.00 *m*.

Profundidad de la punta con respecto a la superficie: 37.40 *m*.

Aceleración en la superficie del suelo: 50 *cm / seg*².

Carga horizontal provocada por la inercia del edificio ante sollicitaciones sísmicas, en la cabeza del pilote: 6.5 ton.

Módulo de elasticidad estático del material del pilote para un concreto con $f'c = 300 \text{ kg/cm}^2$: $E = 173,205 \text{ kg/cm}^2$.

Módulo de elasticidad dinámico del material del pilote: $E = 259,807 \text{ kg/cm}^2$.

Condiciones de apoyo en los extremos del elemento:

- Cabeza: Libre de desplazarse horizontal y verticalmente, restringido al giro.
- Punta: Libre al giro y restringido en los dos desplazamientos.

Tipo de distribución de esfuerzos usada en el cálculo de valores de influencia: Horizontal.

Número de dovelas en las que se discretiza la masa de suelo horizontalmente: 5.

Ancho de las dovelas descritas anteriormente: 50 cm.

Datos de los estratos:

Estrato	Profundidad <i>m</i>	Espesor <i>m</i>	γ_m <i>ton/m³</i>	μ <i>ton/m²</i>	q_u <i>ton/m²</i>
1	0-2.90	2.90	1.70	700	5
2	2.90-6.00	3.10	1.26	195	5
3	6.00-9.60	3.60	1.14	200	5
4	9.60-14.00	4.40	1.17	195	5
5	14.00-18.30	4.30	1.14	160	5
6	18.30-21.00	2.70	1.18	335	5
7	21.00-26.60	5.60	1.20	180	5
8	26.60-30.00	3.40	1.19	270	5
9	30.00-35.50	5.50	1.15	235	5
10	35.50-37.40	1.90	1.80	3800	5
11	37.40-43.60	6.20	1.14	320	5
12	43.60-51.00	7.40	1.21	490	5
13	51.00-55.70	4.70	1.24	835	5

donde:

μ .- módulo de rigidez al cortante.

γ_m .- peso volumétrico.

q_u .- consistencia natural del suelo, obtenida de una prueba de compresión simple.

Solución

Determinación del periodo fundamental de vibración de la masa de suelo.

Estrato	ρ <i>ton seg² / m⁴</i>	v_s <i>m / seg</i>	ΔT_i <i>seg</i>
1	0.1733	63.56	0.1825
2	0.1284	38.97	0.3182
3	0.1162	41.49	0.3471
4	0.1193	40.43	0.4353
5	0.1162	37.11	0.4635
6	0.1203	52.77	0.2047
7	0.1223	38.36	0.5839
8	0.1213	47.18	0.2883
9	0.1172	44.78	0.4913
10	0.1835	143.90	0.0528
11	0.1162	52.48	0.4726
12	0.1233	63.04	0.4695
13	0.1264	81.28	0.2313

$\sum \Delta T = 4.541 \text{ seg}$

Determinación de la primera forma modal de la masa de suelo.

Para:

$$T = 4.5410 \text{ seg} \quad \omega = 1.384$$

$$a_s = 50 \text{ cm / seg}^2$$

$$\delta_{\text{sup.}} = \frac{a_s}{\omega^2} = 26.103 \text{ cm}$$

Estrato	N_i	A_i	B_i	C_i	δ_i <i>m</i>	τ_i <i>ton / m²</i>
1	0.00099639	0.99800920	0.00413873	0.48101658	0.26067081	0.25102409
2	0.00302930	0.99395969	0.01584942	0.38110563	0.2551177	0.44759400
3	0.00360381	0.99281824	0.01793536	0.40042435	0.24525774	0.64795651
4	0.00566682	0.98873021	0.02243695	0.50228668	0.22795557	0.88564526
5	0.00642695	0.98722818	0.02670337	0.47828464	0.20139444	1.09099678
6	0.00125270	0.99749773	0.00804961	0.31085574	0.19210839	1.21331940
7	0.01019924	0.97980746	0.03079700	0.65566560	0.15086263	1.43819371
8	0.00248556	0.99504120	0.01256137	0.39476533	0.13204885	1.54987736
9	0.00722168	0.98566018	0.02323644	0.61712574	0.09414165	1.68946534
10	8.34217E-0	0.99983317	0.00049995	0.33368696	0.09328128	1.75200593
11	0.00668069	0.98672728	0.01924642	0.68961972	0.05832334	1.85655547
12	0.00659683	0.98689278	0.01500306	0.87363539	0.02970486	1.93346003
13	0.00160034	0.99680442	0.00561974	0.56863380	0.01874437	1.96100990

obteniendo los siguientes resultados:

$$\delta_{sup.} - \delta_{13} = 0.24244642 \text{ m}$$

$$\omega_{corr.} = \sqrt{\frac{a_s}{\delta_{sup.} - \delta_{13}}} = 1.43607497$$

$$T_{corr.} = \frac{2\pi}{\omega_{corr.}} = 4.3752488 \text{ seg}$$

Se realizó iterativamente éste procedimiento hasta cumplir con las condiciones de frontera $\delta_{13} \approx 0$, $\tau_{sup.} = 0$; Después de cuatro iteraciones obtenemos la aproximación buscada:

Estrato	Ni	Ai	Bi	Ci	δ_i m	τ_i ton/m ²
1	0.001097505	0.997807397	0.004138315	0.529829836	0.236607349	0.250998738
2	0.003336713	0.993348768	0.015844567	0.419779988	0.231056652	0.447314726
3	0.003969532	0.992092325	0.017928831	0.441059158	0.221209701	0.646790943
4	0.00624189	0.987593659	0.022424134	0.553258417	0.203961571	0.882020528
5	0.007079153	0.985941219	0.026686085	0.526820661	0.177556445	1.083012101
6	0.001379826	0.997244151	0.008048596	0.342401188	0.1683504	1.201451016
7	0.011234255	0.977781102	0.030765484	0.72220213	0.127646618	1.415220693
8	0.002737792	0.994539365	0.012558211	0.434825866	0.109176946	1.518197704
9	0.007954536	0.984216479	0.023219555	0.67975126	0.072201875	1.641490187
10	9.18873E-04	0.999816242	0.000499954	0.367549298	0.071367938	1.694259171
11	0.007358643	0.985390222	0.019233468	0.759601883	0.037738789	1.777136846
12	0.007266282	0.985572273	0.014993097	0.962291349	0.01054952	1.823604268
13	0.001762749	0.996480706	0.005618838	0.626338395	0.000265856	1.830378353

$$\delta_{sup.} = 0.2371273 \text{ m} \quad \delta_{13} = 0.000265856 \text{ m}$$

$$\delta_{sup.} - \delta_{13} = 0.236861419 \text{ m}$$

$$\omega_{corr.} = 1.452907077$$

$$T_{corr.} = 4.324561018 \text{ seg}$$

Para la segunda combinación modal, la frecuencia se supone tres veces la correspondiente al primer modo por tanto:

$$\omega_2 = 3\omega_1 = 4.358721231$$

$$\delta_{sup.} = 0.026317935 \text{ m}$$

Aplicando el mismo procedimiento del primer modo:

Estrato	Ni	Ai	Bi	Ci	δ_i m	τ_i ton/m ²
1	0.009888629	0.980416398	0.004102291	4.773820707	0.025802535	0.248813783
2	0.030064121	0.9416267	0.015433443	3.782260381	0.020456303	0.423776755
3	0.035765891	0.930938273	0.017378444	3.973987866	0.011678975	0.551481957
4	0.056240062	0.893508939	0.021362665	4.984914604	-0.001345856	0.60299167

5	0.063783885	0.880081122	0.02526359	4.746707729	-0.016418197	0.518670902
6	0.01243237	0.975440592	0.007960731	3.085069528	-0.020143975	0.405874059
7	0.101221783	0.816164582	0.028251449	6.507114635	-0.027907329	0.093198712
8	0.024667789	0.951852124	0.012289439	3.91782527	-0.027709011	-0.12469639
9	0.071671179	0.866244087	0.021839027	6.124627986	-0.021279519	-0.424732909
10	0.000827914	0.998345541	0.000499586	3.311656555	-0.021032122	-0.564854532
11	0.066302124	0.875641017	0.018170272	6.844090214	-0.008153028	-0.764600332
12	0.065469936	0.87710599	0.014174066	8.670342922	0.003686426	-0.803327306
13	0.015882546	0.968731531	0.005540741	5.643372632	0.008022186	-0.737251251

$$\delta_{sup.} = 0.02631793 \text{ m} \quad \delta_{13} = 0.008022186 \text{ m}$$

$$\delta_{sup.} + \delta_{13} = 0.034340121 \text{ m}$$

$$\omega_{corr.} = 3.815786715$$

$$T_{corr.} = 1.646629064 \text{ seg}$$

La aproximación deseada se obtuvo después de 20 iteraciones:

Estrato	Ni	Ai	Bi	Ci	δ_i m	τ_i ton/m ²
1	0.008321634	0.983494088	0.004108666	4.017340484	0.0307575	0.249200455
2	0.025300031	0.950648532	0.015505155	3.182907085	0.025375681	0.427867153
3	0.030098273	0.941562326	0.017474061	3.344252606	0.016416208	0.567629786
4	0.047328019	0.909621401	0.021544447	4.194983531	0.002703265	0.647835659
5	0.053676416	0.89811594	0.025505933	3.994523945	-0.014095808	0.602327873
6	0.010462283	0.979292086	0.007976252	2.596196102	-0.018608232	0.517421773
7	0.085181743	0.843009259	0.028669033	5.475969179	-0.030520894	0.248392197
8	0.020758825	0.959326681	0.012336501	3.296989776	-0.032343798	0.041127951
9	0.060313854	0.88623396	0.022072951	5.154093014	-0.029571988	-0.277991767
10	0.000696719	0.998607532	0.000499652	2.786877171	-0.02939191	-0.442316908
11	0.055795603	0.894306051	0.01835109	5.759546154	-0.018168366	-0.716242515
12	0.055095288	0.895563389	0.014313438	7.29640298	-0.006019031	-0.892723508
13	0.013365729	0.973621115	0.005554503	4.74909946	-0.00090162	-0.925590368

$$\delta_{sup.} = 0.0312737 \text{ m} \quad \delta_{13} = -0.00090162 \text{ m}$$

$$\delta_{sup.} + \delta_{13} = 0.03037209 \text{ m}$$

$$\omega_{corr.} = 4.057399117$$

$$T_{corr.} = 1.548574623 \text{ seg}$$

Se considerarán los siguientes puntos de estudio, a lo largo del fuste del pilote para el análisis de interacción:

- Cabeza del pilote.
- Mitad de cada estrato.
- Punta del pilote.

Los desplazamientos relativos de la masa de suelo provocados por sismo que se considerarán en el análisis como casos independientes, son los siguientes:

- a) Desplazamientos horizontales debidos al primer modo de vibración de la masa de suelo "M1".
- b) Desplazamientos horizontales obtenidos de la combinación modal "M1+M2" afectando las formas modales por sus respectivos factores de participación.
- c) Desplazamientos horizontales obtenidos de la combinación modal "M1-M2" afectando las formas modales por sus respectivos factores de participación.

Cálculo de factores de participación.

Est.	d m	ρ $t s^2 / m^4$	δ relativos a la punta del pilote						
			$(\delta_i)_{M1}$ m	$(\delta_i)_{M2}$ m	$\rho_i d_i \delta_{li}$	$\rho_i d_i \delta_{li}^2$	$\rho_i d_i$	$(\delta_i - \delta_{npp})_{M1}$ m	$(\delta_i - \delta_{npp})_{M2}$ m
1	2.9	0.173292	0.237	0.031	0.119	0.028	0.503		
2	3.1	0.128440	0.234	0.028	0.093	0.022	0.398	0.160*	0.055*
3	3.6	0.116207	0.226	0.021	0.095	0.021	0.418	0.155	0.050
4	4.4	0.119266	0.213	0.010	0.112	0.024	0.525	0.141	0.039
5	4.3	0.116207	0.191	-0.006	0.095	0.018	0.500	0.119	0.024
6	2.7	0.120285	0.173	-0.016	0.056	0.010	0.325	0.102	0.013
7	5.6	0.122324	0.148	-0.025	0.101	0.015	0.685	0.077	0.005
8	3.4	0.121304	0.118	-0.031	0.049	0.006	0.412	0.047	-0.002
9	5.5	0.117227	0.091	-0.031	0.058	0.005	0.645	0.019	-0.002
10	1.9	0.183486	0.072	-0.029	0.025	0.002	0.349	0.000	-0.000
11	6.2	0.116207	0.055	-0.024	0.039	0.002	0.720	0.000*	0.000*
12	7.4	0.123343	0.024	-0.012	0.022	0.000	0.913		
13	4.7	0.126401	0.005	-0.003	0.003	0.000	0.594		
			$\sum_1^{13} =$						
					0.8681	0.1536	6.9864		

En la tabla anterior los desplazamientos son al centro del estrato considerado.

* Indica que el desplazamiento es en la cabeza del pilote o la punta respectivamente.

$$C_{p1} = 0.7024 = 70.24\%$$

$$C_{p2} = 1 - C_{p1} = 0.2976 = 29.76\%$$

Por lo que los desplazamientos que se considerarán en el análisis serán los siguientes:

Punto de estudio	Z m	Z_i m	δ_{M1} m	$\delta_{M1} + \delta_{M2}$ m	$\delta_{M1} - \delta_{M2}$ m
N. C. P.	6.00	0	0.160	0.128	0.096
Est. 3	7.80	1.80	0.155	0.123	0.094
Est. 4	11.80	5.80	0.141	0.111	0.088

Resolviendo el sistema obtenemos:

$$Ma = 7.685 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Est.	R _i
4	-0.279 ton
5	-0.570 ton
6	0.235 ton
7	0.067 ton
8	-0.004 ton
9	-0.268 ton

Calculo de las reacciones horizontales en los extremos

Suma de momentos de las reacciones horizontales con respecto a b:

$$R_i z_i = 3.7(-0.268) + 8.15(-0.004) + 12.65(0.067) + 16.80(0.235) + 20.30(-0.570) + 24.65(-0.279) + 28.65R_a = -14.677 + 28.65 R_a$$

$$\sum Mb = 0 \text{ (suma total)}$$

$$R_i z_i + Ma + P(h+a) = 0$$

$$-14.677 + 28.65 R_a + 7.685 - 6.5(28.65+1.8) = 0$$

Despejando R_a

$$R_a = 204.917/28.65 = 7.152 \text{ ton}$$

De suma de fuerzas horizontales R_b = 0.167 ton

una vez calculadas las reacciones en los extremos se hacen intervenir en la ecuación HEMAS, así se obtienen los desplazamientos finales, posteriormente con ambos datos son calculados los módulos de reacción.

$$Ma = 7.685 \text{ T}\cdot\text{m}$$

$$Mb = 0.000 \text{ T}\cdot\text{m}$$

Est.	Z (m)	δ E-4 (m)	R _y (T)	K (T/m)	
3	7.80	71.171	7.152	1004.904	
4	11.80	-1.866	-0.279	1495.177	
5	16.15	-5.937	-0.570	960.081	
6	19.65	1.731	0.235	1357.597	
7	23.80	0.497	0.067	1348.089	
8	28.30	-0.039	-0.004	1025.641	
9	32.75	-1.516	-0.268	1767.810	
10	36.45	0.000	0.166	>>>	(restringido al desplazamiento)

Revisión de la resistencia del suelo a la acción sísmica (ver Cap. III pag. 33)

Cálculo de la resistencia del suelo a la acción sísmica:

Estrato	Espesor (m)	Área (m ²)	q _u (ton/m ²)	R _{máx} (ton)	R _y (ton)
3	3.6	1.260	5	4.948	7.152
4	4.4	1.540	5	6.048	0.279
5	4.3	1.505	5	5.910	0.570
6	2.7	0.945	5	3.711	0.235
7	5.6	1.960	5	7.697	0.067
8	3.4	1.190	5	4.673	0.004
9	5.5	1.925	5	7.559	0.268
10	1.9	0.665	5	2.611	0.166

De lo anterior se observa que la resistencia del suelo en el primer estrato es rebasada por tanto, será necesario hacer una redistribución de esfuerzos considerando $R_a = 4.948 \text{ ton}$ para el estrato 3 como una reacción plástica lo que modificará mi ecuación matricial HEMISES, de la siguiente manera:

En el vector de términos independientes se deberán restar los efectos provocados por R_a (ver Anexo IV.1, pag. 69).

Giro en el apoyo (a) por la fuerza unitaria aplicada en el punto a

a) Por flexión $EI \bar{\theta}_{ai} = 0$

b) Por el desplazamiento de los apoyos (a) y (b) $EI \bar{\psi}_{ai}'' = 0$

por tanto, el giro total $EI \bar{\theta}_{ai} = 0$

Desplazamientos horizontales en los puntos j por la fuerza horizontal R_a aplicada en el punto a .

a) Por flexión para $z_j \leq z_i$ $EI \bar{S}_{ji}' = 0$

b) Por desplazamiento de los apoyos $EI (\bar{S}_{ji}'' + \bar{\delta}_{ji})$

para $z_5 = 20.30 \text{ m} = 0$

para $z_6 = 16.80 \text{ m} = 0$

para $z_7 = 12.65 \text{ m} = 0$

para $z_8 = 8.15 \text{ m} = 0$

para $z_9 = 3.70 \text{ m} = 0$

de donde el desplazamiento total $EI \bar{S}_{ji}$ será:

para $z_5 = 20.30 \text{ m} = 0$

para $z_6 = 16.80 \text{ m} = 0$

para $z_7 = 12.65 \text{ m} = 0$

para $z_8 = 8.15 \text{ m} = 0$

para $z_9 = 3.70 \text{ m} = 0$

Matriz de coeficientes y vector de términos independientes de HEMISES modificados.

Est.								
3	11.35	-48.22	-52.60	-48.60	-35.75	-17.36	112.39-0	
5	-48.22	337.25	383.43	363.80	271.44	132.71	-536.79-0	
6	-52.60	383.42	463.22	454.29	345.27	170.20	-587.40-0	
7	-48.60	363.80	454.29	478.39	378.32	189.91	-547.26-0	
8	-35.75	271.44	345.27	378.33	326.39	170.79	-408.95-0	
9	-17.36	132.71	170.20	189.91	170.79	100.27	-202.84-0	

Resolviendo el sistema, calculando las reacciones restantes y sustituyendo en la ecuación matricial HEMAS para obtener los desplazamientos finales y así los módulos de reacción, tenemos:

$$M_a = 7.897 T \cdot m$$

$$M_b = 0.000 T \cdot m$$

Est.	Z (m)	$\delta E-4$ (m)	Ry (T)	K (T/m)	
3	7.80	49.353	4.948	1002.57	
4	11.80	9.912	1.141	1150.88	
5	16.15	-7.759	-0.753	970.32	
6	19.65	2.076	0.283	1361.38	
7	23.80	0.543	0.073	1343.98	
8	28.30	-0.052	-0.006	1060.34	
9	32.75	-1.515	-0.267	1765.16	
10	36.45	0.000	1.081	>>>	(restringido al desplazamiento)

De lo anterior podemos observar que hay un incremento en las reacciones restantes debido a la plastificación del estrato 3, como las reacciones finales son menores a las resistentes no es necesario realizar otra corrección.

CAPÍTULO VII

PROGRAMA D I S P ver. 2.0

La finalidad de este programa es proporcionar al ingeniero de la práctica herramientas de cálculo que faciliten el análisis de la interacción entre la estructura de cimentación y la masa de suelo, para el caso de pilotes sometidos a cargas laterales estáticas o dinámicas (sismo), así como apoyo a clases del área de geotecnia que se imparten en la Facultad de Ingeniería. La versión que ahora se presenta se caracteriza fundamentalmente por lo siguiente:

- ◊ El manejo de los datos de entrada y salida se realiza mediante archivos tipo texto, en el que se lee un archivo de datos y se crean archivos específicos de resultados en los que se puede revisar el proceso de cálculo en función de los datos arrojados.

- ◊ El análisis se realiza bajo cualquier condición de apoyo en los extremos del elemento.

- ◊ Las cargas sobre el pilote pueden ser estáticas o dinámicas (sismo). En las primeras se considera que éstas son transmitidas a la cabeza del pilote por la estructura debido a condiciones permanentes, y para las segundas, se considera la respuesta sísmica de la masa de suelo, así como una fuerza horizontal en la cabeza del pilote provocada por la inercia de la estructura ante el movimiento sísmico.

- ◊ Los algoritmos usados en el proceso de cálculo son:

- I. Resolver iterativamente las ecuaciones matriciales HEMAS y HEMIS Caso V.

- II. Resolver la ecuación matricial HEMISES y comparar con la resistencia del suelo.

- III. Usando el método de rigideces (matricial) para resolver la parte correspondiente al análisis estructural del problema.

Los dos primeros resuelven la interacción dinámica (Zeevaert 1973) y el tercero la interacción estática.

- ◊ El suelo es considerado como un medio continuo.

- ◊ En el cálculo de los desplazamientos horizontales, es posible controlar el ancho y número de dovelas que discretizan la masa de suelo, así como el tipo de distribución de esfuerzos usada (horizontal o vertical).

El programa ha sido desarrollado utilizando fundamentalmente las teorías del Dr. Leonardo Zeevaert W. (1973) referentes al tema, las cuales han sido tratadas en capítulos anteriores. Ha sido escrito en lenguaje Turbo Pascal ver. 7.0 separando el problema general mediante módulos; las necesidades del programa para poder funcionar correctamente en una computadora personal son mínimas.

MANUAL

La instalación del programa en un disco duro se realiza copiando el archivo ejecutable en el mismo; se recomienda crear un directorio específico para el programa y sus archivos. Para poder acceder a él, sólo es necesario escribir DISP2 y presionar ENTER, posteriormente en la pantalla se pedirá el nombre del archivo de datos (deberá de estar ubicado en el mismo directorio que el archivo ejecutable, y haber sido creado con anterioridad) el cual deberá ser proporcionado sin extensión y con un máximo de ocho caracteres, inmediatamente después se iniciara el proceso de cálculo y la escritura de los archivos de resultados.

Archivo de datos

El archivo puede ser creado y modificado mediante cualquier editor de texto, los datos deberán definirse por líneas no siendo necesario trabajar con campos de ancho limitado; sólo con colocar blancos entre ellos es suficiente.

Formato general

CABECERA

NEST TSEC PARAF PARAP E ACEL

NDOV INCH DISTESF

PAGUA

"NAF" NCP NPP

Δy_1 Δz_1 θ_{x1} Δy_2 Δz_2 θ_{x2}

Z_1 "PIEZ"₁ γ_1 μ_1 G_1 q_{u1}

Z_2 "PIEZ"₂ γ_2 μ_2 G_2 q_{u2}

Z_3 "PIEZ"₃ γ_3 μ_3 G_3 q_{u3}

.

.

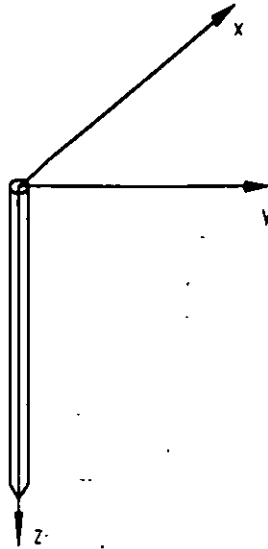
.

Z_{NEST} "PIEZ"_{NEST} γ_{NEST} μ_{NEST} G_{NEST} q_{uNEST}

Fys

Fye

Ejes de referencia



•Primera línea:

CABECERA

Identificación de la estructura analizada (máx. 80 caracteres), ésta línea aparecerá en todos los archivos de resultados.

•Segunda línea:

NEST TSEC PARAF PARAP E ACEL

donde:

NEST: Número de estratos que intervienen en el análisis.

TSEC: Tipo de sección transversal del pilote.

1 Circular.

2 Cuadrada.

PARAF: Diámetro o lado de la sección transversal en el fuste del pilote, que se usará para la determinación de las propiedades geométricas del mismo (m).

PARAP: Diámetro o lado de la sección transversal en la punta del pilote (m).

E: Módulo de elasticidad del pilote (kg/cm^2).

ACEL: Aceleración en la superficie del suelo (cm/seg^2) provocada por sismo; en caso de que el valor definido sea igual a cero los resultados obtenidos por los algoritmos I y II corresponderán a condiciones estáticas (respuesta del suelo a la acción sísmica = 0, F_{ys} = estática).

•Tercera línea:

NDOV INCH DISTESF

donde:

NDOV: Número de dovelas horizontales que intervendrán en la determinación de los valores de influencia, para el cálculo de la matriz HEMAS (número entero).

INCH: Incremento horizontal (ancho) de las dovelas definidas anteriormente (m).

DISTESF: Define el tipo de ecuación a usar para calcular la distribución de esfuerzos:

1 Horizontal

2 Vertical

•Cuarta línea:

PAGUA

donde:

PAGUA: Tipo de distribución de esfuerzos neutros en la masa de suelo. Es importante que la letra que define la distribución a usar comience en la primera columna para evitar un error en la ejecución del programa (letra mayúscula o minúscula):

P La distribución de la presión de poro no es hidrostática. Si se cumple éste caso, en las líneas de propiedades (a partir de la séptima línea), deberá definirse una presión de poro (piezométrica) en el punto medio de cada estrato.

H La distribución de la presión de poro es hidrostática. Si se cumple éste caso, deberá definirse al inicio del siguiente renglón el nivel de aguas freáticas.

•Quinta línea:

"NAF" NCP NPP

donde:

NAF: Nivel de aguas freáticas con respecto a la superficie, sí y sólo si PAGUA = H (m).

NCP: Profundidad de la cabeza del pilote con respecto a la superficie (m).

NPP: Profundidad de la punta del pilote con respecto a la superficie (m).

•Sexta línea:

Grados de libertad asociados a la cabeza y punta del pilote, con respecto a ejes de referencia (número entero).

$\Delta y1 \quad \Delta z1 \quad \theta x1 \quad \Delta y2 \quad \Delta z2 \quad \theta x2$

donde:

$\Delta y1$: Grado de libertad en y asociado a la cabeza del pilote (traslación).

$\Delta z1$: Grado de libertad en z asociado a la cabeza del pilote (traslación).

$\theta x1$: Grado de libertad en x asociado a la cabeza del pilote (rotación).

$\Delta y2$: Grado de libertad en y asociado a la punta del pilote (traslación).

$\Delta z2$: Grado de libertad en z asociado a la punta del pilote (traslación).

$\theta x2$: Grado de libertad en x asociado a la punta del pilote (rotación).

1 Restringido.

0 Libre.

•Propiedades; a continuación se deberán escribir tantas líneas como número de estratos se hayan definido ($i=1, \dots, NEST$).

Z_i "PIEZ _{i} " $\gamma_i \quad \mu_i \quad G_i \quad q_{u_i}$

donde:

Z_i : Cota inferior del estrato i con respecto a la superficie (m).

"PIEZ _{i} ": En el caso de que la distribución de la presión de poro en la masa de suelo no sea hidrostática (cuarta línea) se deberá definir una presión de poro (piezométrica), en el punto medio del estrato i ; en el caso de que la distribución definida haya sido hidrostática no se deberá dar este valor (t/m^2).

γ_i : Peso volumétrico del estrato i (t/m^3).

μ_i : Relación de Poisson del estrato i .

G_i : Módulo de rigidez al cortante del estrato i (t/m^2) "necesario para calcular la velocidad de propagación de ondas de cortante en la masa de suelo".

q_{u_i} : Consistencia natural del suelo (t/m^2) "necesaria para calcular la resistencia del suelo a la acción sísmica", generalmente obtenida de una prueba de compresión simple.

•Penúltima línea:

F_{ys}

donde:

Fys: Fuerza horizontal en la cabeza del pilote debida a la inercia de la estructura ante el movimiento sismico; en caso de que la aceleración en la superficie del suelo sea cero (segunda línea) éste valor será considerado como una carga estática (t).

•Ultima línea:

Fye

donde:

Fye: Fuerza horizontal en la cabeza del pilote debida a condiciones estáticas (t).

Archivos de resultados

Son archivos tipo texto los cuales pueden ser editados y mandados a impresión por medio de cualquier editor, estos tendrán el mismo nombre que el archivo de datos pero con extensiones diferentes dependiendo del tipo de resultados que contengan; serán ubicados en el mismo directorio donde se encuentre el archivo de datos.

Los archivos que se crearán son:

- NOMBRE.ESF
- NOMBRE.DIN
- NOMBRE.HMA
- NOMBRE.SA1
- NOMBRE.SA2
- NOMBRE.SA3

Contenido de los archivos:

NOMBRE.ESF

Esfuerzos en la masa de suelo; los esfuerzos neutros corresponderán a una distribución hidrostática o piezométrica, en lo puntos medios de cada estrato:

- Totales .- σ
- Neutros .- U
- Efectivos .- $\bar{\sigma} = \sigma - U$

NOMBRE.DIN

Respuesta sísmica del suelo:

- Periodo natural del suelo
- Primer modo de vibrar
- Segundo modo de vibrar
- Combinaciones modales

NOMBRE.HMA

Ecuación matricial de desplazamientos horizontales sísmicos en la masa de suelo:

- Propiedades dinámicas.
- Matriz de valores de influencia para una distribución de esfuerzos horizontal o vertical, donde j indica el punto de estudio e i el punto de aplicación de la carga.

$$[I_{ji}] = \begin{bmatrix} I_{11} & I_{12} & I_{13} & \cdot & I_{1n} \\ I_{21} & I_{22} & I_{23} & & I_{2n} \\ I_{31} & I_{32} & I_{33} & & I_{3n} \\ \cdot & & & & \cdot \\ I_{n1} & I_{n2} & I_{n3} & \cdot & I_{nn} \end{bmatrix}$$

$n = NEST$

- Matriz de desplazamientos unitarios horizontales (HEMAS).

$$[\bar{\delta}_{ji}] = \begin{bmatrix} \bar{\delta}_{11} & \bar{\delta}_{12} & \bar{\delta}_{13} & \cdot & \bar{\delta}_{1n} \\ \bar{\delta}_{21} & \bar{\delta}_{22} & \bar{\delta}_{23} & & \bar{\delta}_{2n} \\ \bar{\delta}_{31} & \bar{\delta}_{32} & \bar{\delta}_{33} & & \bar{\delta}_{3n} \\ \cdot & & & & \cdot \\ \bar{\delta}_{n1} & \bar{\delta}_{n2} & \bar{\delta}_{n3} & \cdot & \bar{\delta}_{nn} \end{bmatrix}$$

NOMBRE.SA1

Resultados del análisis de interacción bajo sollicitaciones dinámicas (sismo) usando las ecuaciones matriciales HEMAS y HEMIS Caso V; se analizan tres casos: para el primer modo de vibrar del suelo, para la primera combinación modal (Modo 1 + Modo 2) y para la segunda combinación modal (Modo 1 - Modo 2). En el caso de que la aceleración en la superficie del suelo sea igual a cero los resultados arrojados corresponderán a condiciones estáticas.

- Desplazamientos horizontales.
- Reacciones en la masa de suelo.
- Módulos de reacción.

NOMBRE.SA2

Resultados del análisis de interacción bajo solicitaciones dinámicas (sismo) usando la ecuación matricial HEMISES; se analizan tres casos: para el primer modo de vibrar del suelo, para la primera combinación modal (Modo 1 + Modo 2) y para la segunda combinación modal (Modo 1 - Modo 2). En el caso de que la aceleración en la superficie del suelo sea igual a cero los resultados arrojados corresponderán a condiciones estáticas; se revisa que las reacciones resultantes sean menores a la resistencia del suelo, en caso de que la reacción en el primer estrato sea mayor a la resistente, se hace una redistribución de esfuerzos, limitando la reacción excedente a la resistente.

- Desplazamientos horizontales.
- Reacciones en la masa de suelo.
- Módulos de reacción.

NOMBRE.SA3

Resultados del análisis de interacción debido a la carga horizontal estática (F_{ye}) aplicada en la cabeza del pilote, usando el método de rigideces en lo correspondiente al análisis estructural del problema.

- Desplazamientos horizontales.
- Reacciones en la masa de suelo.
- Módulos de reacción.

Ejemplo de aplicación

Se resolverá el mismo problema planteado en el Cap. V (revisar datos).

Archivo de datos: **EJEMPLO1**

EJEMPLO 1, DISP2

13 1 0.35 0.35 259807.62 50

5 50 1

H

1.5 6.0 37.40

0 0 1 1 1 0

2.90 1.70 0.5 700 5

6.00 1.26 0.5 195 5

9.60 1.14 0.5 200 5

14.00 1.17 0.5 195 5

18.30 1.14 0.5 160 5

21.00 1.18 0.5 335 5

26.60 1.20 0.5 180 5

30.00 1.19 0.5 270 5

35.50 1.15 0.5 235 5

37.40 1.80 0.5 3800 5

43.60 1.14 0.5 320 5

51.00 1.21 0.5 490 5

55.70 1.24 0.5 835 5

6.50

6.50

Archivos de resultados creados:

- EJEMPLO1.ESF
- EJEMPLO1.DIN
- EJEMPLO1.HMA
- EJEMPLO1.SA1
- EJEMPLO1.SA2
- EJEMPLO1.SA3

EJEMPLO1.ESF**EJEMPLO 1, DISP2***Esfuerzos en la masa de suelo**Distribución de la presión de poro en la masa de suelo : Hidrostática**NAF = 1.50 (m)*

<i>Z (m)</i>	<i>Totales (T/m²)</i>	<i>Neutros (T/m²)</i>	<i>Efectivos (T/m²)</i>
1.45	2.465	0.000	2.465
4.45	6.883	2.950	3.933
7.80	10.888	6.300	4.588
11.80	15.514	10.300	5.214
16.15	20.539	14.650	5.889
19.65	24.583	18.150	6.433
23.80	29.536	22.300	7.236
28.30	34.919	26.800	8.119
32.75	40.105	31.250	8.855
36.45	44.977	34.950	10.027
40.50	50.221	39.000	11.221
47.30	58.232	45.800	12.432
53.35	65.623	51.850	13.773

EJEMPLO1.DIN

EJEMPLO 1, DISP2

Respuesta sísmica del suelo

Periodo natural del suelo

Est.	Masa (Ts^2/m^4)	G (T/m^2)	Vel. (m/s)	INCT (s)
1	0.173	700	63.556	0.183
2	0.128	195	38.964	0.318
3	0.116	200	41.486	0.347
4	0.119	195	40.435	0.435
5	0.116	160	37.106	0.464
6	0.120	335	52.774	0.205
7	0.122	180	38.360	0.584
8	0.121	270	47.178	0.288
9	0.117	235	44.773	0.491
10	0.183	3800	143.910	0.053
11	0.116	320	52.476	0.473
12	0.123	490	63.029	0.470
13	0.126	835	81.277	0.231

Periodo 4.541 seg

Frecuencia 1.384 rad/seg

Primer modo

Z (m)	DESP. (m)	CORT. (T/m^2)
2.90	0.237	0.251
6.00	0.231	0.447
9.60	0.221	0.647
14.00	0.204	0.882
18.30	0.178	1.083
21.00	0.168	1.201
26.60	0.128	1.415
30.00	0.109	1.518
35.50	0.072	1.641
37.40	0.071	1.694
43.60	0.038	1.777
51.00	0.011	1.824
55.70	0.000	1.830

Desplazamiento en la superficie del terreno 0.237 m

Periodo 4.325 seg

Frecuencia 1.453 rad/seg

Segundo modo

Z (m)	DESP. (m)	CORT. (T/m^2)
2.90	0.030	0.249
6.00	0.025	0.428
9.60	0.016	0.567
14.00	0.002	0.645
18.30	-0.014	0.598

21.00	-0.019	0.511
26.60	-0.030	0.240
30.00	-0.032	0.031
35.50	-0.029	-0.287
37.40	-0.029	-0.451
43.60	-0.018	-0.721
51.00	-0.005	-0.891
55.70	-0.000	-0.918

Desplazamiento en la superficie del terreno 0.031 m

Periodo 1.556 seg

Frecuencia 4.039 rad/seg

Combinaciones modales

Coefficiente de participación para primer modo 0.7024

Coefficiente de participación para segundo modo 0.2976

Z (m)	D(M1+M2) (m)	C(M1+M2) (T/m ²)	D(M1-M2) (m)	C(M1-M2) (T/m ²)
0.00	0.176	0.000	0.157	0.000
2.90	0.175	0.250	0.157	0.102
6.00	0.170	0.441	0.155	0.187
9.60	0.160	0.623	0.151	0.286
14.00	0.144	0.812	0.143	0.427
18.30	0.120	0.939	0.129	0.583
21.00	0.113	0.996	0.124	0.692
26.60	0.081	1.065	0.099	0.923
30.00	0.067	1.076	0.086	1.057
35.50	0.042	1.067	0.059	1.239
37.40	0.042	1.056	0.059	1.324
43.60	0.021	1.034	0.032	1.463
51.00	0.006	1.016	0.009	1.546
55.70	0.000	1.012	0.000	1.559

EJEMPLO1.SA1

EJEMPLO 1, DISP2

Análisis de interacción por medio de HEMAS y HEMIS "Caso V"

Desplazamientos relativos del suelo por sismo (m)

Est.	Z (m)	Zi (m)	Modo 1	M1+M2	M1-M2
NCP	6.00	0.00	0.160	0.128	0.096
3	7.80	1.80	0.155	0.123	0.094
4	11.80	5.80	0.141	0.111	0.088
5	16.15	10.15	0.119	0.091	0.077
6	19.65	13.65	0.102	0.075	0.068
7	23.80	17.80	0.077	0.055	0.053
8	28.30	22.30	0.047	0.032	0.034
9	32.75	26.75	0.019	0.013	0.014
10	36.45	30.45	0.000	0.000	0.000
NPP	37.40	31.40	0.000	0.000	0.000

Datos necesarios para la primera iteración

Est.	Z (m)	Di E-4 (m)	Ry (T)	K (T/m)
3	7.80	12.680	1.260	993.69
4	11.80	13.135	1.540	1172.48
5	16.15	15.998	1.505	940.72
6	19.65	7.404	0.945	1276.32
7	23.80	14.358	1.960	1365.08
8	28.30	9.330	1.190	1275.40
9	32.75	10.948	1.925	1758.33
10	36.45	0.000	0.665	>>>

Análisis de interacción para el Modo 1

Ecuación matricial HEMIS

Est.									
3	11.35	-30.51	-48.22	-52.60	-48.60	-35.75	-17.36	0.00	112.39
4	-30.51	115.81	186.69	205.26	190.53	140.51	68.33	0.00	-330.82
5	-48.22	186.69	337.25	383.42	363.80	271.44	132.71	0.00	-536.68
6	-52.60	205.26	383.42	463.19	454.29	345.27	170.20	0.00	-587.31
7	-48.60	190.53	363.80	454.29	478.42	378.32	189.91	0.00	-547.19
8	-35.75	140.51	271.44	345.27	378.32	326.91	170.78	0.00	-408.91
9	-17.36	68.33	132.71	170.20	189.91	170.78	100.27	0.00	-202.82
10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Número de iteraciones realizadas: 3

Ma = 7.698 T·m

Mb = 0.000 T·m

Est.	Z (m)	δi E-4 (m)	Ry (T)	K (T/m)
3	7.80	71.108	7.146	1004.88
4	11.80	-1.787	-0.269	1507.69

Número de iteraciones realizadas: 3

$M_a = 8.716 \text{ T}\cdot\text{m}$

$M_b = 0.000 \text{ T}\cdot\text{m}$

Est.	Z (m)	δ E-4 (m)	Ry (T)	K (T/m)	
3	7.80	69.332	6.966	1004.78	
4	11.80	-1.110	-0.188	1695.78	
5	16.15	-4.679	-0.450	961.80	
6	19.65	1.749	0.237	1354.63	
7	23.80	-0.314	-0.045	1443.27	
8	28.30	0.812	0.108	1325.41	
9	32.75	-1.353	-0.240	1769.85	
10	36.45	0.000	0.112	>>>	
10	37.40	—	—	81.46	"Rigidez angular de la punta"

EJEMPLO1.SA2
EJEMPLO 1, DISP2

Análisis de interacción por medio de HEMISES

Resistencia del suelo a la acción sísmica

Estrato	Área (m ²)	q _u (T/m ²)	R _{máx} (T)
3	1.26	5	4.948
4	1.54	5	6.048
5	1.50	5	5.910
6	0.95	5	3.711
7	1.96	5	7.697
8	1.19	5	4.673
9	1.92	5	7.559
10	0.67	5	2.611

Análisis de interacción para el Modo 1

Ecuación matricial HEMISES

Est.										
3	11.35	-30.52	-48.22	-52.60	-48.60	-35.75	-17.36	0.00	112.39	
4	-30.52	116.11	186.68	205.24	190.52	140.50	68.32	0.00	-331.04	
5	-48.22	186.68	337.25	383.43	363.80	271.44	132.71	0.00	-536.79	
6	-52.60	205.24	383.42	463.22	454.29	345.27	170.20	0.00	-587.40	
7	-48.60	190.52	363.80	454.29	478.39	378.32	189.91	0.00	-547.26	
8	-35.75	140.50	271.44	345.27	378.33	326.39	170.79	0.00	-408.95	
9	-17.36	68.32	132.71	170.20	189.91	170.79	100.27	0.00	-202.84	
10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	

Ma = 7.897 T·m

Mb = 0.000 T·m

Est.	Z (m)	δi E-4 (m)	Ry (T)	K (T/m)
3	7.80	71.171	7.152	1004.89
4	11.80	-1.866	-0.279	1494.47
5	16.15	-5.937	-0.570	959.41
6	19.65	1.731	0.235	1358.09
7	23.80	0.497	0.067	1346.78
8	28.30	-0.039	-0.004	965.25
9	32.75	-1.516	-0.268	1765.22
10	36.45	0.000	0.166	>>>
10	37.40	—	—	81.46

“Rigidez angular de la punta”

Es sobrepasada la resistencia del suelo en el estrato 3

Considerando la reacción excedida como plástica, tenemos:

Ma = 7.897 T·m

Mb = 0.000 T·m

Est.	Z (m)	δi E-4 (m)	Ry (T)	K (T/m)
3	7.80	49.353	4.948	1002.57
4	11.80	9.912	1.141	1150.88

5	16.15	-7.759	-0.753	970.32	
6	19.65	2.076	0.283	1361.38	
7	23.80	0.543	0.073	1343.98	
8	28.30	-0.052	-0.006	1060.34	
9	32.75	-1.515	-0.267	1765.16	
10	36.45	0.000	1.081	>>>	
10	37.40	-----	-----	81.46	"Rigidez angular de la punta"

Análisis de interacción para primera combinación modal
Ecuación matricial HEMISES

Est.										
3	11.35	-30.52	-48.22	-52.60	-48.60	-35.75	-17.36	0.00	114.48	
4	-30.52	116.11	186.68	205.24	190.52	140.50	68.32	0.00	-338.14	
5	-48.22	186.68	337.25	383.43	363.80	271.44	132.71	0.00	-549.20	
6	-52.60	205.24	383.42	463.22	454.29	345.27	170.20	0.00	-603.02	
7	-48.60	190.52	363.80	454.29	478.39	378.32	189.91	0.00	-561.95	
8	-35.75	140.50	271.44	345.27	378.33	326.39	170.79	0.00	-420.02	
9	-17.36	68.32	132.71	170.20	189.91	170.79	100.27	0.00	-207.06	
10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	

$M_a = 7.764 \text{ T}\cdot\text{m}$

$M_b = 0.000 \text{ T}\cdot\text{m}$

Est.	Z (m)	$\delta_i \text{ E-4 (m)}$	Ry (T)	K (T/m)	
3	7.80	71.312	7.166	1004.93	
4	11.80	-2.119	-0.310	1461.33	
5	16.15	-4.980	-0.477	956.93	
6	19.65	0.755	0.104	1380.67	
7	23.80	1.052	0.145	1375.97	
8	28.30	-0.873	-0.114	1303.39	
9	32.75	-0.776	-0.136	1757.16	
10	36.45	0.000	0.121	>>>	
10	37.40	-----	-----	81.46	"Rigidez angular de la punta"

Es sobrepasada la resistencia del suelo en el estrato 3

Considerando la reacción excedida como plástica, tenemos:

$M_a = 7.999 \text{ T}\cdot\text{m}$

$M_b = 0.000 \text{ T}\cdot\text{m}$

Est.	Z (m)	$\delta_i \text{ E-4 (m)}$	Ry (T)	K (T/m)	
3	7.80	49.353	4.948	1002.57	
4	11.80	9.897	1.139	1150.31	
5	16.15	-7.011	-0.680	969.93	
6	19.65	1.139	0.157	1379.91	
7	23.80	1.103	0.151	1373.13	
8	28.30	-0.887	-0.116	1303.92	
9	32.75	-0.775	-0.136	1757.02	
10	36.45	0.000	1.037	>>>	
10	37.40	-----	-----	81.46	"Rigidez angular de la punta"

Análisis de interacción para segunda combinación modal
Ecuación matricial HEMISES

Est.										
3	11.35	-30.52	-48.22	-52.60	-48.60	-35.75	-17.36	0.00	116.45	
4	-30.52	116.11	186.68	205.24	190.52	140.50	68.32	0.00	-333.13	
5	-48.22	186.68	337.25	383.43	363.80	271.44	132.71	0.00	-535.46	
6	-52.60	205.24	383.42	463.22	454.29	345.27	170.20	0.00	-584.11	
7	-48.60	190.52	363.80	454.29	478.39	378.32	189.91	0.00	-542.01	
8	-35.75	140.50	271.44	345.27	378.33	326.39	170.79	0.00	-401.32	
9	-17.36	68.32	132.71	170.20	189.91	170.79	100.27	0.00	-197.86	
10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	

$Ma = 8.714 T \cdot m$

$Mb = 0.000 T \cdot m$

Est.	Z (m)	δi E-4 (m)	Ry (T)	K (T/m)	
3	7.80	69.344	6.968	1004.79	
4	11.80	-1.126	-0.190	1688.87	
5	16.15	-4.672	-0.449	961.78	
6	19.65	1.749	0.237	1354.59	
7	23.80	-0.314	-0.045	1443.23	
8	28.30	0.812	0.108	1325.41	
9	32.75	-1.353	-0.240	1769.85	
10	36.45	0.000	0.112	>>>	
10	37.40	-----	-----	81.46	"Rigidez angular de la punta"

Es sobrepasada la resistencia del suelo en el estrato 3

Considerando la reacción excedida como plástica, tenemos:

$Ma = 8.858 T \cdot m$

$Mb = 0.000 T \cdot m$

Est.	Z (m)	δi E-4 (m)	Ry (T)	K (T/m)	
3	7.80	49.340	4.948	1002.84	
4	11.80	8.579	0.981	1143.70	
5	16.15	-5.901	-0.574	973.12	
6	19.65	1.984	0.269	1357.21	
7	23.80	-0.283	-0.041	1457.51	
8	28.30	0.803	0.106	1325.30	
9	32.75	-1.353	-0.239	1769.81	
10	36.45	0.000	1.050	>>>	
10	37.40	-----	-----	81.46	"Rigidez angular de la punta"

EJEMPLO1.SA3

EJEMPLO 1, DISP2

Resultado del análisis de interacción para solicitaciones estáticas.

$Ma = 9.545 T \cdot m$

$Mb = 0.000 T \cdot m$

Est	Z (m)	δ E-4 (m)	Ry (T)	K (T/m)	
3	7.80	68.339	6.866	1004.77	
4	11.80	-1.046	-0.181	1733.35	
5	16.15	-2.205	-0.211	958.42	
6	19.65	0.122	0.018	1508.50	
7	23.80	0.067	0.009	1357.61	
8	28.30	-0.010	-0.001	1374.43	
9	32.75	0.000	0.000	861.54	
10	36.45	0.000	0.000	>>>	
10	37.40	—	—	81.46	"Rigidez angular de la punta"

ANEXO VII.1

ANÁLISIS DEL FLUJO DEL PROGRAMA

El programa fue estructurado mediante módulos, los cuales a su vez, están formados por procedimientos (subprogramas), mismos que son llamados al momento de ser utilizados; a continuación se presenta el flujo del programa tal y como se presenta al momento de ser ejecutado.

DISP2.PAS

→ *INICIO.PAS*

→ *CALC1.PAS*

- *CONTDAT.PAS*
- *CALCESF.PAS*
- *RDSUELO.PAS*
 - ◊ *PFUNDAM.PAS*
 - ◊ *MODOSU1.PAS*
 - ◊ *MODOSU2.PAS*
 - ◊ *RESPMAX.PAS*

→ *CALC2.PAS*

- *VALINFLU.PAS*
 - ◊ *ECU1.PAS*
 - ◊ *ECU2.PAS*
- *MHEMAS.PAS*

→ *CALC3.PAS*

- *MATCOEF1*
- *HEMIS.PAS*
 - ◊ *ELIGAUSS.PAS*
 - ◊ *CALCRy*
- *MATCOEF2*
- *HEMISES.PAS*
 - ◊ *ELIGAUSS.PAS*
 - ◊ *CALCRy*
- *RIGIDEZ.PAS*
 - ◊ *ELIGAUSS.PAS*

Descripción:

DISP2.PAS Control central de todo el proceso de cálculo.

→ *INICIO.PAS* Procedimiento que controla la pantalla inicial de presentación del programa.

→ *CALC1.PAS* Procedimiento para el control de la lectura de datos, creación de los archivos de salida, cálculo de los diagramas de esfuerzo en la masa de suelo así como de la respuesta sísmica de la misma.

- *CONTDAT.PAS* Subprocedimiento para la lectura de los datos de entrada y creación de archivos de salida.
 - *CALCESF.PAS* Subprocedimiento para el cálculo de los diagramas de esfuerzo en la masa de suelo.
 - *RDSUELO.PAS* Subprocedimiento que controla el cálculo de la respuesta sísmica de la masa de suelo.
 - ◊ *PFUNDAM.PAS* Subprocedimiento para el cálculo del periodo natural de vibración del suelo.
 - ◊ *MODOSU1.PAS* Subprocedimiento para el cálculo de los desplazamientos y esfuerzos cortantes correspondientes al primer modo de vibrar de la masa de suelo.
 - ◊ *MODOSU2.PAS* Subprocedimiento para el cálculo de los desplazamientos y esfuerzos cortantes correspondientes al segundo modo de vibrar de la masa de suelo.
 - ◊ *RESPMAX.PAS* Subprocedimiento para el cálculo de combinaciones modales.
- *CALC2.PAS* Procedimiento para control del cálculo de la ecuación matricial HEMAS.
- *VALINFLU.PAS* Subprocedimiento para el cálculo de la matriz de valores de influencia considerando una distribución de esfuerzos horizontal o vertical.
 - ◊ *ECU1.PAS* Subprocedimiento que contiene la ecuación para una distribución de esfuerzos horizontal.
 - ◊ *ECU2.PAS* Subprocedimiento que contiene la ecuación para una distribución de esfuerzos vertical.

- *MHEMAS.PAS* Subprocedimiento para ensamblar la ecuación matricial de desplazamientos horizontales HEMAS.
- *CALC3.PAS* Procedimiento para el control de los distintos algoritmos de análisis.
- *ELIGAUSS.PAS* Subprocedimiento para la solución de sistemas de ecuaciones por medio de eliminación Gaussiana con sustitución hacia atrás.
- *CALCRy* Subprocedimiento para el cálculo de las reacciones en los extremos.
- *MATCOEF1* Subprocedimiento para el cálculo de la matriz de coeficientes de la ecuación matricial HEMIS.
- *HEMIS.PAS* Subprocedimiento para el cálculo y solución de la ecuación matricial HEMIS en conjunto con la ecuación matricial HEMAS (Primer algoritmo).
- *MATCOEF2* Subprocedimiento para el cálculo de la matriz de coeficientes de la ecuación matricial HEMISES.
- *HEMISES.PAS* Subprocedimiento para el cálculo y solución de la ecuación matricial HEMISES (Segundo algoritmo).
- *RIGIDEZ.PAS* Subprocedimiento para el control del tercer algoritmo.

Gerarquía = ◦ < • < → < *DISP2.PAS*

Anexo a la tesis se presenta un disquete conteniendo:

- Archivo ejecutable.
- Ejemplos de aplicación.

Referencias :

-“Programa de computadora para el análisis de interacción dinámica suelo-pilote (caso sísmico), tesis de Ingeniero Civil, Paulín Aguirre Juan, DICTyG, Facultad de Ingeniería UNAM, 1996..

-“Programa de computadora para el análisis de interacción dinámica suelo-pilote (caso sísmico), Rivera Constantino R., y Paulín Aguirre J., Memorias del X Congreso Nacional de Ingeniería estructural, volumen II, Mérida Yuc., 1996.

-“Seminario de dinámica de suelos”, Jaime Paredes A ., Universidad del Cauca, Colombia, Instituto de Vías, Popayán, noviembre de 1990.



Leonardo Zeevaert W.

**INTERACCION
SUELO-ESTRUCTURA DE
CIMENTACIONES SUPERFICIALES
Y PROFUNDAS, SUJETAS A
CARGAS ESTATICAS Y SISMICAS**

Ejemplos numéricos:

Pilotes sujetos a carga permanente o transitoria

11.6 EJEMPLO DE PILOTES CON CARGA ESTÁTICA

SE DESEA CONOCER LOS CORTANTES Y MOMENTOS FLEXIONANTES QUE SE ORIGINAN EN UNA PILA CON VASTAGO DE 0.90 mts DE DIAMETRO Y 12.0 mts DE LONGITUD DEBIDO A UNA CARGA HORIZONTAL TRANSITORIA DE 10 T APLICADA EN EL EXTREMO SUPERIOR DE LA PILA. LA PILA SE PUEDE CONSIDERAR RIGIDAMENTE EMPOTRADA EN SU CABEZA Y APOYADA EN SU BASE DE 1.60 m DE DIAMETRO, EN UN ESTRATO RESISTENTE DE ESPESOR INDEFINIDO. LOS MODULOS DE DEFORMACION QUE SE PROPORCIONAN, FIGURA 14.II, CORRESPONDEN A MODULOS SECANTES PARA CARGA TRANSITORIA PARA NIVELES DE ESFUERZOS DESVIADORES MENORES QUE EL 50% DE LA RESISTENCIA DEL SUELO.

- MODULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO, $E = 2 \times 10^6 \text{ T/m}^2$
- MOMENTO DE INERCIA DE LA SECCION DE LA PILA, $I = 3.22 \times 10^{-2} \text{ m}^4$

EL PRIMER PASO SERA FORMAR LA ECUACION MATRICIAL DE DESPLAZAMIENTO HORIZONTALES HEMA

$$|\delta_i| = [\bar{\delta}_{ji}] \cdot \left| \frac{X_i}{a_i} \right|$$

PARA CALCULAR LAS $\bar{\delta}_{ji}$ SE USARA LA EXPRESION 11, APENDICE C

$$\bar{\delta}_{ji} = (M_{e_j} \Delta x) \sum_1^n I_{ji}^n$$

PARA $n = 10$ Y $\Delta x = 0.5 \text{ m}$ SE OBTIENEN LOS VALORES TABLA I.11.6

6.9

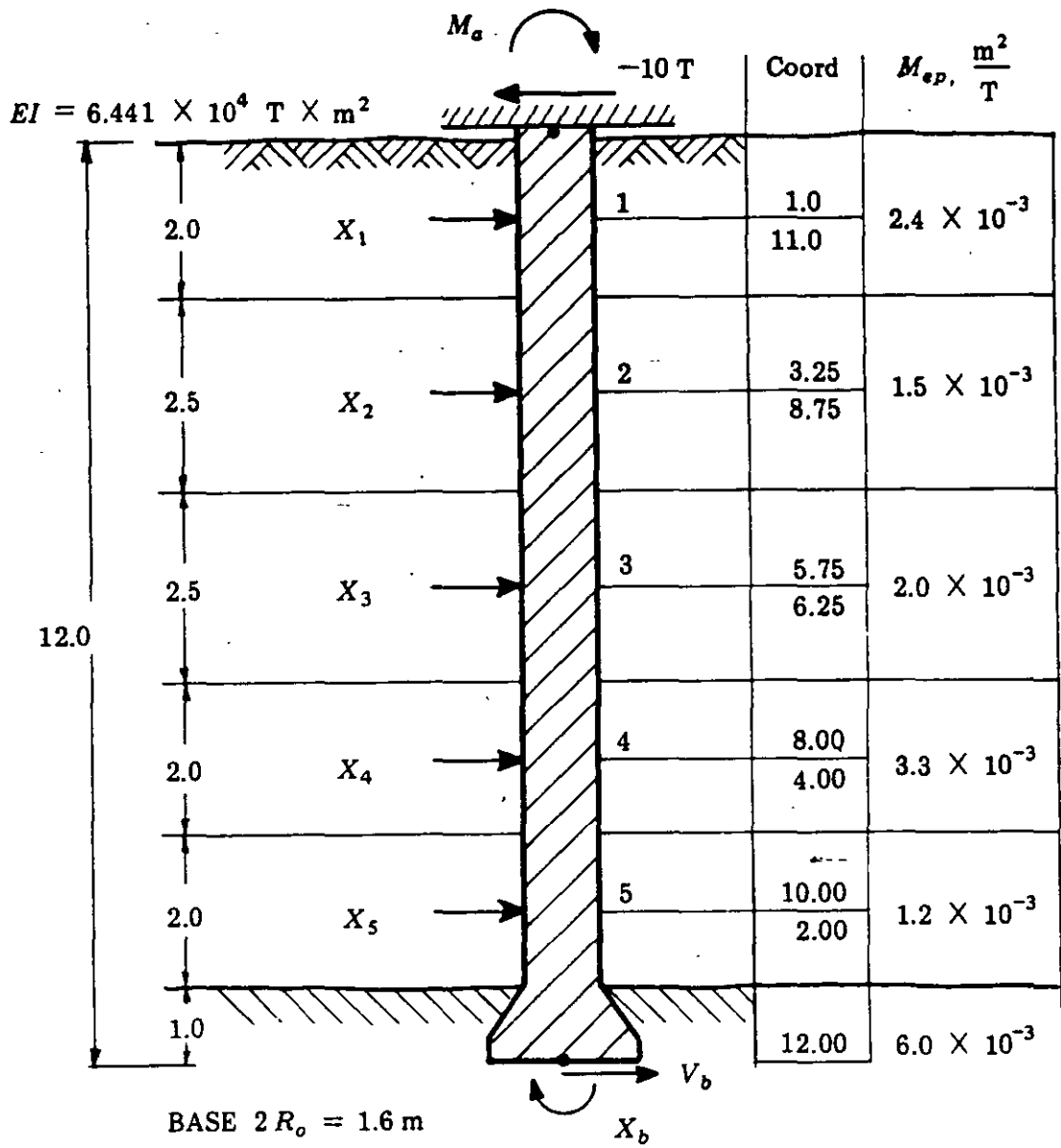


FIGURA 14.II Pila sujeta a fuerzas horizontales.

TABLA I.II.6

VALORES DE $\bar{\delta}_{ji}$ CARGA $q_i = +1$ EN

λ	\bar{a}_i	M_{ej}	z_j	1	2	3	4	5	$\bar{\delta}_i$
2.0	1.80	2.5	1.0	3.683	0.464				4.147
2.5	2.25	1.5	3.25	0.211	2.145	0.187			2.543
2.5	2.25	2.0	5.75		0.250	2.847	0.234		3.331
2.0	1.80	3.3	8.00			0.514	4.370	0.492	5.376
2.0	1.80	1.2	10.00				0.179	1.589	1.768
m	m^2	$10^{-3} \frac{m^2}{T}$	m	$m^3/T \times 10^{-3}$					$m \times 10^{-3}$

LA PRIMERA APROXIMACION DE K SE OBTIENE SUPONIENDO $\frac{X_i}{a_i} = q_i$
 TABLA 2.II.6

$$|\delta_i| = [\bar{\delta}_{ji}] \cdot |q_i|$$

SI $q_i = +1$

$$|\bar{\delta}_i| = [\bar{\delta}_{ji}] \cdot | +1 |$$

TABLA 2.II.6

PTO	$\bar{\delta}_i$	X_i	K_i
1	4.147	1.80	434.05
2	2.543	2.25	884.78
3	3.331	2.25	675.47
4	5.375	1.80	334.88
5	1.768	1.80	1018.10
	m $\times 10^{-3}$	T	T/m

- EL MODULO DE ROTACION DE LA BASE CON DIAMETRO DE 1.6 m ESTA DADO POR LA ECUACION (16.II).

$$K_{\theta b} = \frac{4}{3} \frac{R_o^3}{M_{ep}}$$

AQUI $R_o = 0.8$ m y $M_{ep} = 6.0 \times 10^{-5}$ m²/T
 POR CONSIGUIENTE $K_{\theta b} = 11377.78$ T \times m/rad

TABLA 3.II.6

ECUACION MATRICIAL, HEMI

- LOS DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES POR FLEXION DE LA PILA SE OBTIENEN DEL CASO IV, ECUACIONES 50 y 51, APENDICE D PARA $X_i = 0$

$$(EI) \Delta_{io}^P = \frac{Ph^3}{2} \left(\frac{z_i}{h} - \frac{1}{3} \frac{z_i^3}{h^3} \right)$$

GIRO DE LA BASE

$$(EI)\theta_{bo} = \frac{Ph^2}{2}$$

COORDENADAS		1	2	3	4	5	b	
z_i		11.0	8.75	6.25	4.00	2.00	0	
$(EI) \Delta_{i0}^p$		5701.667	5183.464	4093.099	2773.333	1426.667		
$(EI) \theta_{b0}$							720.000	
$EI = 6.441 \times 10^4$		$T \cdot m^3$						$T \cdot m^2$

- LAS INFLUENCIAS PARA LAS CONDICIONES $X_1 = +1$ Y $X_b = +1$ SE OBTIENEN POR LAS 52, 54, 55, 56 Y 57, APENDICE D.

CONDICION $X_1 = +1$, $K_1 = 434.05$ T/m

		↑ +1	2	3	4	5	b
(52) $(EI) \bar{S}'_{j1}$		564.667	513.971	406.185	275.333	141.667	
(55) $(EI) \bar{S}'''_{11}$		148.393					
Σ		713.060					71.500

CONDICION $X_2 = +1$, $K_2 = 884.78$ T/m

			↑ +1	3	4	5	b
(52) $(EI) \bar{S}'_{j2}$			472.135	376.302	256.208	132.104	
(55) $(EI) \bar{S}'''_{22}$			72.198				
Σ			544.933				66.718

CONDICION $X_3 = +1$, $K_3 = 675.47$ T/m

				↑ +1	4	5	b
(52) $(EI) \bar{S}'_{j3}$				305.990	211.208	109.604	
(55) $(EI) \bar{S}'''_{33}$				95.356			
Σ				401.346			55.469

CONDICION $X_4 = +1$, $K_4 = 334.88$ T/m

					↑ +1	5	b
(52) $(EI) \bar{S}'_{j4}$					149.333	78.667	
(55) $(EI) \bar{S}'''_{44}$					192.338		
Σ					341.671		40.000

CONDICION $X_s = +1$, $K_s = 1018.10$ T/m

(52)	$(EI) \bar{S}'_{fs}$					42.667	
(55)	$(EI) \bar{S}'''_{ss}$					63.271	
	Σ					105.938	22.000

CONDICION $X_b = +1$, $K_{\theta b} = 11,365.80$ T/m

		1	2	3	4	5	(b)
(57)	$(EI) \bar{S}'_{fb}$	71.500	66.719	55.469	40.000	22.000	12.000
(56)	$(EI) \bar{\theta}'''_{bb}$						5.661
	Σ						17.667

DE DONDE LA ECUACION MATRICIAL HEMI SERA

$$\begin{matrix} 1 \\ 2 \\ 3 \\ 4 \\ 5 \\ b \end{matrix} \begin{bmatrix} 713.060 & 513.971 & 406.185 & 275.333 & 141.667 & 71.500 \\ 513.971 & 544.933 & 376.302 & 256.208 & 132.104 & 66.719 \\ 406.185 & 376.302 & 401.346 & 111.208 & 109.604 & 55.469 \\ 275.333 & 256.208 & 211.208 & 341.671 & 78.667 & 40.000 \\ 141.667 & 132.104 & 109.604 & 78.667 & 105.938 & 22.000 \\ 71.500 & 66.719 & 55.469 & 40.000 & 22.000 & 17.667 \end{bmatrix} \cdot \begin{matrix} X_1 \\ X_2 \\ X_3 \\ X_4 \\ X_5 \\ X_b \end{matrix} = \begin{matrix} 5701.667 \\ 5183.464 \\ 4093.099 \\ 2773.333 \\ 1426.667 \\ 720.0 \end{matrix}$$

RESOLVIENDO EL SISTEMA DE ECUACIONES

	V_a	X_1	X_2	X_3	X_4	X_5	X_b	V_b
T	-10.00	2.811	4.516	2.156	0.573	0.723	3.353	-0.779
m^2	\bar{a}_i	1.80	2.25	2.25	1.80	1.80	T · m	
T/m^2	X_i/\bar{a}_i	1.562	2.007	0.958	0.318	0.402		

NUEVOS VALORES DE K_i PARA EL SEGUNDO CICLO

$$\begin{matrix} \left[\bar{\delta}_{ji} \right] \\ \left[\begin{matrix} 3.683 & 0.464 & \cdot & \cdot & \cdot \\ 0.211 & 2.145 & 0.187 & \cdot & \cdot \\ \cdot & 0.249 & 2.847 & 0.234 & \cdot \\ \cdot & \cdot & 0.514 & 4.370 & 0.492 \\ \cdot & \cdot & \cdot & 0.179 & 1.589 \end{matrix} \right] \cdot \begin{matrix} q_i \\ \left[\begin{matrix} 1.562 \\ 2.007 \\ 0.958 \\ 0.318 \\ 0.402 \end{matrix} \right] = \begin{matrix} \delta_i \\ \left[\begin{matrix} 6.685 \\ 4.813 \\ 3.303 \\ 2.080 \\ 0.696 \end{matrix} \right] \end{matrix} \end{matrix} \begin{matrix} X_i \\ \left[\begin{matrix} 2.811 \\ 4.516 \\ 2.156 \\ 0.573 \\ 0.723 \end{matrix} \right] \\ K_i \\ \left[\begin{matrix} 420.78 \\ 938.29 \\ 652.74 \\ 275.48 \\ 1038.79 \end{matrix} \right] \end{matrix}$$

T/m^2 $\times 10^{-3}$ T T/m

- LA NUEVA MATRIZ DIAGONAL DE HEMI DONDE INTERVIENEN LOS VALORES DE K. (SEGUNDO CICLO).

$$\left[\frac{(EI)}{K_i} \right]_D = \begin{bmatrix} 153.073 & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & 68.646 & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & 98.676 & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & 233.810 & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & 62.005 & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & 5.661 \end{bmatrix}$$

LA ANTERIOR SUMADA A

$$\left[(EI)\bar{S}'_u \right] = \begin{bmatrix} 564.667 & 513.971 & 406.185 & 275.333 & 141.667 & 71.500 \\ 513.971 & 472.135 & 376.302 & 256.208 & 132.104 & 66.718 \\ 406.185 & 376.302 & 305.990 & 211.208 & 109.604 & 55.469 \\ 275.333 & 256.208 & 211.208 & 149.333 & 78.667 & 44.000 \\ 141.667 & 132.104 & 109.604 & 78.667 & 42.667 & 22.000 \\ 71.500 & 66.718 & 55.469 & 40.000 & 22.000 & 12.000 \end{bmatrix}$$

PROPORCIONA EL NUEVO SISTEMA DE ECUACIONES A RESOLVER

$$\begin{bmatrix} 717.740 & 513.971 & 406.185 & 275.333 & 141.667 & 71.500 \\ 513.971 & 540.781 & 376.302 & 256.208 & 132.104 & 66.718 \\ 406.185 & 376.302 & 404.666 & 211.208 & 109.604 & 55.469 \\ 275.333 & 256.208 & 211.208 & 383.143 & 78.667 & 40.000 \\ 141.667 & 132.104 & 109.604 & 78.667 & 104.672 & 22.000 \\ 71.500 & 66.718 & 55.469 & 40.000 & 22.000 & 17.661 \end{bmatrix} \cdot \begin{matrix} X_1 \\ X_2 \\ X_3 \\ X_4 \\ X_5 \\ X_b \end{matrix} = \begin{matrix} 5701.667 \\ 5183.464 \\ 4093.099 \\ 2773.333 \\ 1426.667 \\ 720.000 \end{matrix}$$

RESOLVIENDO EL SISTEMA DE ECUACIONES SE OBTIENE

	X_1	X_2	X_3	X_4	X_5	X_b
	2.706	4.752	2.071	0.470	0.754	3.353 T
X_i/\bar{a}_i	1.503	2.112	0.920	0.261	0.419	T/m ²

FUERZA CORTANTE EN LA BASE

$$V_b = V_a + \sum_1^6 X_i$$

MOMENTO EN LA CABEZA

$$M_a = M_{ao} + X_b + \sum_1^5 m_{ai} X_i$$

TABLA 3.II.6

CONDICION	m_{ai}	X_i	$m_{ai} X_i$	M_{ao}
$X_i = 0$				-120
$X_1 = +1$	11.00	2.706	29.776	
$X_2 = +1$	8.75	4.752	41.580	
$X_3 = +1$	6.25	2.071	12.944	
$X_4 = +1$	4.0	0.470	1.880	
$X_5 = +1$	2.0	0.754	1.508	
X_b			3.353	

$$\Sigma 10.753 \quad 91.041$$

FUERZA CORTANTE EN LA BASE

$$V_b = V_{ao} + \sum_1^5 X_i = -10 + 10.753 = 0.753 \text{ T}$$

MOMENTO EN LA CABEZA

$$M_a = M_{ao} + \sum_1^5 m_{ai} X_i + X_b, \quad M_a = -120 + 91.04 = -28.96 \text{ T} \cdot \text{m}$$

CORTANTES Y MOMENTOS EN TABLA 4.II.6

TABLA 4.II.6

PTO.	d_i	PROF.	X_i	X_i/d_i	V_i	M_i
			10.00			
1	2	2	-2.706	-1.353	-10.00	-28.97
2	2.5		-4.752	-1.901	-7.29	-11.67
3	2.5	4.5	-2.701	-0.828	-2.54	0.62
4	2.0	7.0	-0.470	-0.235	-0.47	4.38
5	2.0	9.0	-0.754	-0.377	0.0	4.86
6	1.0	11.0			0.75	4.10
		12.0	0.753	0.753	0.75	3.35
	m		T	T/m	T	T × m

- TOMANDO EL RESULTADO DEL SEGUNDO CICLO COMO DEFINITIVO SE DIBUJAN LOS VALORES OBTENIDOS EN LA FIGURA 15.II.
- LOS DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES Y LOS NUEVOS VALORES DE K PARA UN TERCER CICLO SON:

$$[\bar{\delta}_{ji}] \cdot \begin{matrix} X/\bar{a} \\ 1.503 \\ 2.112 \\ 0.920 \\ 0.261 \\ 0.419 \end{matrix} = \begin{matrix} \delta_i \\ 6.516 \\ 5.018 \\ 3.207 \\ 1.820 \\ 0.713 \end{matrix}, \begin{matrix} X_i \\ 2.706 \\ 4.752 \\ 2.071 \\ 0.470 \\ 0.754 \end{matrix}, \begin{matrix} K_i \\ 415.29 \\ 946.99 \\ 645.77 \\ 258.24 \\ 1057.50 \end{matrix}$$

T/m^2 $m \times 10^{-3}$ T T/m

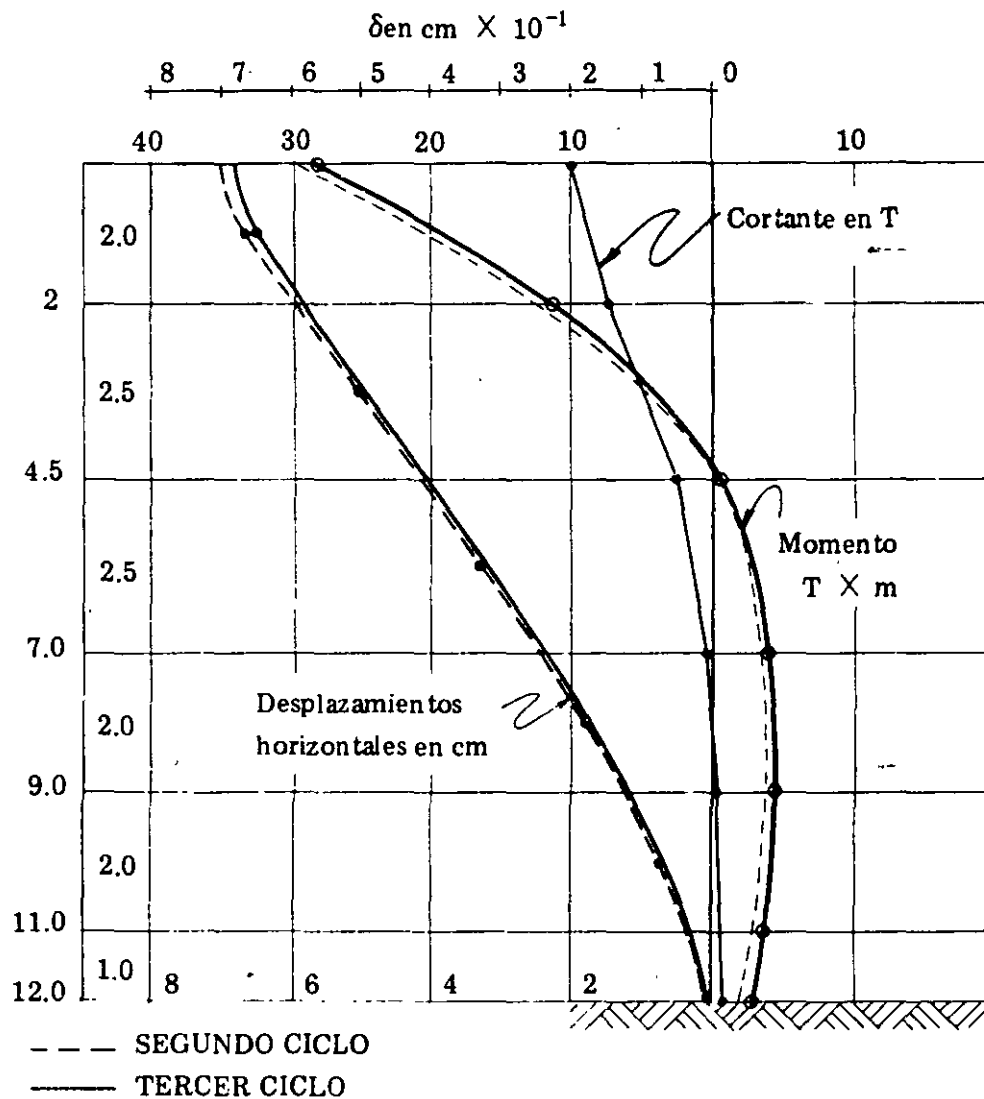


FIGURA 15.II Cortantes y momentos flexionantes y desplazamientos horizontales de la pila.

7. DISEÑO ESTRUCTURAL Y PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS

"Manual de diseño y construcción de pilas y pilotes"

3.3 DISEÑO ESTRUCTURAL

3.3.1 Introducción

SHMS, 1983.

Los pilotes para apoyo de cimentaciones generalmente se clasifican de acuerdo con el material de que están hechos, a saber: madera, concreto y pilotes compuestos (inciso 1.1.2).

En el diseño estructural de una cimentación deben tenerse en cuenta, en el grado en que sean significativos, los siguientes factores:

- Capacidad de carga del material de apoyo (suelo o roca)
- Deformaciones del suelo, inmediatas y diferidas
- Resistencia y rigidez de la subestructura
- Resistencia y rigidez de la superestructura

Los pilotes deben ser capaces de resistir sin dañarse:

- 1) El aplastamiento bajo cargas verticales
- 2) El aplastamiento por impacto durante el hincado
- 3) Esfuerzos durante el manejo
- 4) Tensión debida a fuerzas de subpresión, bufamiento del suelo o rebote durante el hincado
- 5) Fuerzas horizontales que ocasionen flexión
- 6) Fuerzas excéntricas que causen flexión
- 7) Momentos flexionantes por curvatura
- 8) Efecto de columna en los tramos sin soporte lateral del terreno en contacto con aire, agua o lodo muy fluido.

Los pilotes deben tener un área suficiente tanto lateral como en sección transversal para poder transferir la carga al estrato de suelo seleccionado en el caso de pilotes de fricción, y suficiente área en la base si son pilotes trabajando por punta.

En el diseño estructural de una cimentación puede seguirse el procedimiento-básico siguiente (ref 3.17):

- 1° Calcúlense las fuerzas y momentos transmitidos a la cimentación por la superestructura.
- 2° Supónganse unas dimensiones para la cimentación (el área de cimentación debe ser tal que bajo las cargas y momentos que la estructura transmite a la subestructura, no se exceda la capacidad de carga calculada del terreno).
- 3° Supóngase una distribución de presiones de contacto entre la subestructura y el suelo o, en su caso, en el sistema formado por el suelo y los pilotes, que cumpla con las condiciones siguientes:
 - Existe equilibrio local y general entre las presiones de contacto, las fuerzas internas en la subestructura y las fuerzas y momentos transmitidos a ésta por la superestructura
 - Los hundimientos diferenciales, inmediatos más diferidos, calculados con la presión de contacto supuesta actuando sobre el terreno y los pilotes, son menores que los tolerados por la superestructura
 - Los asentamientos diferenciales, inmediatos más diferidos, calculados con la presión de contacto supuesta actuando sobre la combinación de superestructura y subestructura, son menores que los permisibles.

Si no se cumple alguna de las condiciones anteriores, debe suponerse otra distribución de presiones de contacto y repetirse el proceso. La distribución supuesta que satisfaga los tres requisitos mencionados puede usarse para el diseño estructural de la cimentación.

por control de hundimientos, pueden calcularse el área de cimentación y las rigideces de la subestructura de modo que no exceda ese valor admisible. Para lo anterior, será aceptado su poner que el suelo es un medio elástico y continuo (semi-infinito), o que está formado por resortes elásticos independientes entre sí (reacción de la subrasante). En estas condicio nes, se podrá realizar el análisis del conjunto suelo-subestructura, es decir, será posible aplicar las soluciones de vigas y placas sobre cimentaciones elásticas. Cuando la solución analítica no exista, o sea muy difícil de obtener puede recurrirse a soluciones numéricas, empleando por ejemplo, el método de elementos finitos.

3.3.1.1 Capacidad estructural de pilotes y pilas

Los pilotes y pilas se diseñarán con los procedimientos y los factores de seguridad incluidos en las normas aplicables de diseño estructural de concreto, acero o madera, según el caso.

Los pilotes se deben seleccionar considerando en términos generales los siguientes factores:

- 1) Longitud necesaria de pilotes
- 2) Tipo de superestructura
- 3) Disponibilidad de materiales
- 4) Cargas estructurales
- 5) Factores que originen el deterioro
- 6) Programa y facilidades de mantenimiento
- 7) Costo estimado de los distintos tipos de pilotes, tomando en cuenta el costo inicial, esperanza de vida y costo del mantenimiento, y
- 8) Presupuesto disponible

En la mayoría de los casos, la capacidad de carga de una cimentación profunda está gobernada por la resistencia del suelo más que por la resistencia estructural del conjunto.

En términos generales, se puede decir que la instalación e inspección de un elemento de una cimentación profunda es menos controlable que la de un elemento similar de la superestructu ra, y que las condiciones del medio ambiente en una cimentación profunda son potencialmente más dañinas que en la superestructura. Por esta razón, se recomienda limitar la carga es tructural permisible de una cimentación profunda a un máximo de 80% de la correspondiente a un elemento comparable en la superestructura.

Los pilotes totalmente enterrados en los que la fuerza lateral actuante de diseño no excede del 5% de la carga axial de diseño, pueden diseñarse como sujetos a carga vertical, conside rando una excentricidad accidental igual a $0.05 h > 2$ cm, donde h es la dimensión del pilote en la dirección en que se considera la flexión.

Se recomienda que un pilote se diseñe de modo que pueda resistir la carga que corresponde a la máxima capacidad del suelo para ese pilote.

Puede omitirse la revisión por pandeo, excepto cuando el suelo tenga una rigidez lateral su mamente baja, o cuando el pilote se encuentre parcialmente fuera del terreno. En aquellos tramos sin soporte lateral, los pilotes deben diseñarse como columnas sujetas a carga axial y a cualquier otra fuerza lateral actuante.

Deberán considerarse los efectos de las siguientes acciones para el diseño estructural (ref 3.17):

- Fuerzas transmitidas por la superestructura. Además de la carga axial deberán incluir se cuando sean significativas, los momentos flecto-pantos y las fuerzas laterales apli

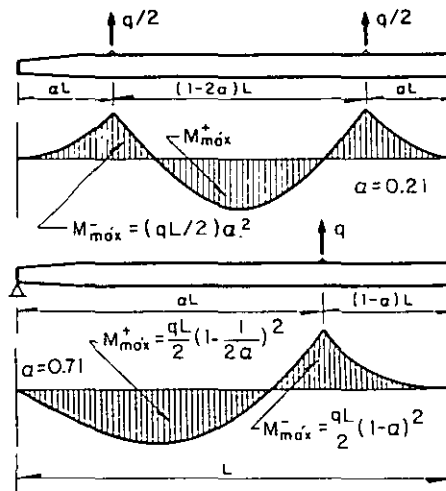
del suelo así como la longitud, tamaño, forma y rugosidad superficial de los pilotes. Si los pilotes están muy juntos no sólo se reducirá la capacidad de carga de cada pilote, sino que también se tendrá el riesgo, durante el hincado subsecuente de pilotes, de bufamientos en la cimentación y de levantamiento u otro tipo de daño en los pilotes ya instalados.

El espaciamiento mínimo entre centros no deberá ser menor de dos veces el diámetro del pilote o 1.75 veces su dimensión diagonal y no menos de 60 cm para pilotes apoyados en roca o 79 cm para pilotes hincados en suelos. Otras recomendaciones establecen que los pilotes de punta se separen no menos de tres diámetros de pilote centro a centro y que los pilotes de fricción, dependiendo de las características de los pilotes y del suelo, estén espaciados un mínimo de tres a cinco diámetros de pilote.

La elevación y posición de cada pilote se deberá determinar después del hincado para poder establecer si alguno de ellos ha sido levantado o empujado lateralmente durante el hincado subsecuente de pilotes adyacentes.

3.3.1.3 Manejo de pilotes

Deberán preverse las condiciones de carga a que estará sometido el pilote durante su manejo desde la cama de colado hasta su posición de hincado. En la fig 3.10 se indican las distribuciones de momentos ocasionados por las prácticas comunes de transporte e izado (ref 3.17). En ocasiones se utilizan dispositivos de izado (igualadores) que distribuyen las cargas en tres puntos a lo largo del pilote.



q es el peso del pilote

Fig 3.10 Momentos flexionantes debidos al transporte e izado de pilotes (ref 3.17)

3.3.1.4 Esfuerzos dinámicos durante el hincado

Se aceptará que los esfuerzos dinámicos debidos al hincado dañarán únicamente el extremo superior del pilote. En pilotes de concreto reforzado se recomienda absorber estos esfuerzos con una longitud adicional de pilote, la cual se destruye después del hincado; esta longitud

3.3.2 Pilotes de madera

3.3.2.1 Uso de pilotes de madera

Los pilotes de madera son particularmente adecuados para trabajar como pilotes de fricción en arenas, limos y arcillas. No se recomienda hincar pilotes de madera a través de grava densa o hasta la roca ya que son vulnerables a daños en la cabeza y en la punta durante el hincado. Comúnmente, los pilotes de madera se emplean para profundidades comprendidas entre 6 y 16 m, con diámetros de 20 a 40 cm, correspondientes a las dimensiones reales de los troncos de árbol disponibles. Tienen un peso relativamente ligero en comparación con su resistencia, se manejan fácilmente y su costo inicial es comparativamente bajo en sitios donde abunda la madera. Resulta difícil empalmar tramos de pilotes de madera.

Cuando se recortan por debajo del nivel freático o cuando están permanentemente sumergidos, los pilotes de madera tienen una duración indefinida y no necesitan tratarse, cualquiera que sea la calidad del agua subterránea. Cuando no estén constantemente sumergidos o cuando estén expuestos al ataque de insectos barrenadores marinos o de termitas, se deben tratar para darles protección y evitar su deterioro.

En México se emplean ahora muy poco los pilotes de madera, usándose generalmente en cimentaciones de carácter temporal o que van a quedar permanentemente sumergidas.

3.3.2.2 Diseño estructural

Los pilotes de madera generalmente se emplean para cargas axiales y laterales comparativamente bajas y cuando las condiciones de cimentación indiquen que no se dañarán con el hincado. Las cargas de diseño pueden variar entre 10 y 50 ton.

Los pilotes de madera deben estar bien atiesados arriba de su empotramiento en el terreno natural o arriba del nivel del agua. Si se hincan a través de agua, la parte por encima de la superficie se puede rigidizar con atiesadores diagonales y las partes sumergidas diseñarse como columnas libres.

La siguiente ecuación para determinar los esfuerzos de fibra f en pilotes de madera de diámetro d y longitud l , actuando como columnas, así como también a flexión y compresión, se basa en un esfuerzo permisible de trabajo de 70 kg/cm^2 para madera humedecida permanentemente (ref 3.16).

$$f = 70 \left(1 - \frac{l}{60d} \right) \quad (3.44)$$

Ningún pilote que tenga una longitud sin soporte mayor de $50d$ se debe usar como columna. Debe considerarse una sección reducida en las fórmulas para tomar en cuenta el efecto de descomposición y abrasión.

3.3.3 Pilotes de concreto precolados y pretensados

3.3.3.1 Uso de pilotes de concreto precolados y pretensados

Debido a su alta resistencia estructural y a la gran variedad de tamaños posibles, los pilotes de concreto precolados y pretensados poseen una amplia gama de valores de capacidad de carga. Entre sus ventajas pueden mencionarse las siguientes:

- Son adecuados para usarse como pilotes de fricción cuando se hincan en arena, grava o arcilla
- Soportan grandes cargas cuando se emplean como pilotes de punta
- Son adecuados para resistir fuerzas de tensión cuando así se diseñan
- Son adecuados para hincarse en suelos que contienen boleos cuando se diseñan para ello
- Se han usado en longitudes hasta de 20 m si son pilotes precolados sin empalmes, hasta de 40 m si son presforzados y sin empalmes, y hasta profundidades ilimitadas cuando cuentan con dispositivos de empalme
- Se puede lograr resistencia a la corrosión si se construyen con cementos adecuados

grande. Los pilotes cilíndricos son sobre todo adecuados para resistir momentos flexionantes.

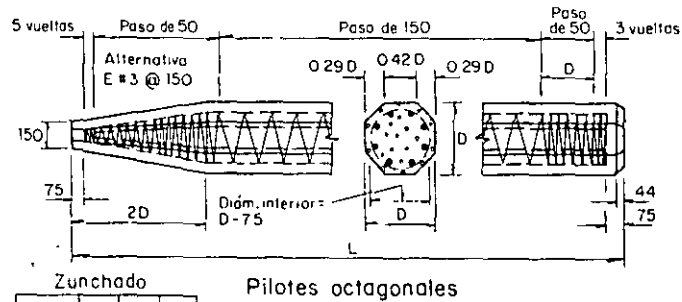
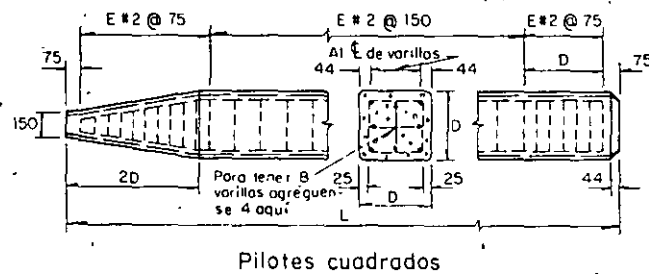
Entre las desventajas de los pilotes precolados se tiene la necesidad de grandes superficies de colado para su fabricación y un cierto tiempo de curado durante el almacenaje, así como de equipo pesado para su manejo e hincado. Además, ya que es difícil prefijar la longitud requerida, se incurre en costos adicionales para cortar los pilotes demasiado largos o para completar aquellos que resulten muy cortos. A menos que estén pretensados, son vulnerables al manejo, pero por otro lado los pilotes pretensados son difíciles de empalmar. Al hincarlos se produce un desplazamiento considerable del suelo.

3.3.3.2 Diseño estructural

Los pilotes se deben reforzar con acero para resistir los momentos flexionantes debidos al manejo, a esfuerzos combinados axiales y de flexión inducidos por el hincado y por las cargas estáticas y a los esfuerzos de tensión ocasionados por el izado. Los efectos de momentos o de cargas laterales se deben considerar en el análisis estructural del pilote. Mayores detalles sobre estos factores se pueden encontrar en la ref 3.18 que contiene además recomendaciones para el diseño, fabricación e instalación de pilotes de concreto.

Debe tenerse entre 1 y 4% de acero, usando varillas del N° 5 como mínimo colocadas longitudinalmente y alejadas de la cara cuando menos 40 mm más el grueso de los estribos. Los estribos deben ser del N° 2 como mínimo y separados no más de 16 diámetros de varilla, 48 diámetros del estribo, o el lado o diámetro del pilote.

Detalles típicos de pilotes de concreto precolados se muestran en la fig 3.11.



Zunchado			
D, cm	40	50	60
Var No	5	4	3

Acolaciones en mm

Para pilotes hincados, es común en la práctica adoptar un factor de seguridad suficiente contra falla estructural y/o geotécnica bajo las cargas de servicio, y seleccionar el equipo de hincado, amortiguador del martinete y sufridera del pilote, con base en la capacidad estructural del pilote, tomando en cuenta la posibilidad de que los esfuerzos de hincado puedan exceder en 150% los esfuerzos de trabajo.

Para pilotes de concreto presforzados, se recomienda emplear la siguiente expresión para tomar en cuenta la reducción en la capacidad de carga a la compresión debida a la aplicación del presfuerzo (ref 3.3):

$$P = A_c \left[\phi f'_c - \left(1.1 - \frac{\epsilon_c E_s}{f_{so}} \right) f_{pe} \right] \quad (3.45)$$

donde:

- P combinación de cargas actuantes multiplicada por un factor de seguridad adecuado, ton
- A_c área total de la sección transversal del pilote, m^2
- ϕ factor de reducción
- ϵ_c deformación unitaria del concreto en la falla, supuesta igual a 0.003
- E_s módulo de elasticidad del acero de presfuerzo, ton/m^2
- f_{so} esfuerzo después de las pérdidas en el acero de presfuerzo, ton/m^2
- f_{pe} esfuerzo efectivo en el concreto debido al presfuerzo después de las pérdidas, ton/m^2
- f'_c resistencia especificada del concreto, ton/m^2 .

En la mayoría de los casos prácticos la fórmula se reduce a:

$$P = A_c (\phi f'_c - 0.6 f_{pe}) \quad (3.46)$$

Debe tenerse en cuenta que ésta es una formulación de resistencia última de diseño y no un valor de esfuerzo de trabajo.

3.3.4 Pilotes de acero de sección H

3.3.4.1 Uso de pilotes de acero de sección H

Se recomienda que el perfil estructural de los pilotes de acero de sección H se ajuste a los siguientes requisitos dimensionales (ref 3.3):

- La proyección del patín no debe exceder de 14 veces el espesor mínimo del metal, ya sea en el patín o en el alma, y el ancho del patín no debe ser menor que el 80% del peralte del perfil
- El peralte nominal en la dirección del alma no debe ser menor de 20 cm
- Los patines y el alma deben tener un espesor mínimo nominal no menor de 1 cm.

Entre las ventajas de los pilotes H, se tienen las siguientes:

- Son adecuados para usarse como pilotes de fricción, pilotes de punta y combinaciones por fricción y punta. Ya que generalmente desplazan un mínimo de volumen de suelo se pueden hincar más fácilmente a través de depósitos granulares densos y de arcillas muy

- La separación entre pilotes se puede reducir debido a su área relativamente pequeña en la base y bajo volumen desplazado.

Como desventaja se tiene su vulnerabilidad a la corrosión cuando los pilotes están expuestos y el riesgo de daños o deflexiones cuando se atraviesan obstrucciones grandes.

La experiencia indica que la corrosión no es un problema común en pilotes de acero hincados en suelos naturales, debido probablemente a la falta de oxígeno en el terreno. Sin embargo, en rellenos artificiales y/o arriba del nivel freático puede llegarse a presentar una corrosión moderada. Cuando se confirmen estas condiciones, se deberán proteger los pilotes, ya sea con algún recubrimiento antes de hincarlos, ahogándolos en concreto colado en el lugar dentro de un ademe, con protección catódica, o especificando el contenido de cobre en la aleación del acero, etc.

3.3.4.2 Diseño estructural

La longitud sin soporte de pilotes H se debe diseñar con las fórmulas para columnas de perfiles de acero.

Debido a la alta resistencia del acero, generalmente no se consideran las condiciones de manejo en el diseño de pilotes H .

La experiencia indica que los esfuerzos máximos que se desarrollan en un pilote ocurren durante el proceso de hincado, si el pilote se hince hasta un cierto rechazo arbitrario. A menos que se cuente con experiencia local aceptable sobre las condiciones de hincado de un cierto proyecto, los esfuerzos se pueden calcular con el análisis de la ecuación de onda (ref 3.3). A falta de este análisis, la carga permisible aplicada al pilote deberá determinarse a partir de consideraciones geotécnicas, procurando evaluar el tipo de distribución de esfuerzos que se desarrollará a lo largo del pilote. La capacidad de carga de pilotes H puede variar entre 40 y 200 ton.

3.3.5 Pilotes de tubo de acero

3.3.5.1 Uso de pilotes de tubo de acero

Los pilotes de tubo de acero se pueden hincar con la punta abierta o cerrada. Se pueden dejar huecos o llenarlos con concreto y usarse como pilotes de fricción, de punta o empotrados en roca.

Los pilotes a base de tubo con punta cerrada se forman adaptándoles una zapata de hincado para obturar el extremo inferior del pilote. Se emplean generalmente cuando los pilotes se pueden apoyar en roca o en un estrato resistente que soporte grandes cargas concentradas. Son adecuados para trabajos de recimentación donde el espacio para maniobras es limitado, ya que se pueden ir formando a base de tramos cortos. El tubo se llena generalmente de concreto después de hincado, en cuyo caso ambos materiales soportan la carga en combinación.

Los pilotes de tubo con punta abierta se usan igual que los de extremo cerrado, salvo que pueden alcanzarse profundidades grandes. Debido al área relativamente pequeña de su sección transversal, el hincado de los pilotes de tubo abierto causa menor desplazamiento del suelo, menor compactación y, en suelos cohesivos, menor bufoamiento del terreno o levantamiento de los pilotes vecinos (lo que ocasionarían los pilotes de tubo con punta cerrada), sobre todo cuando se extrae durante el hincado el material que penetra al interior del tubo. En casos en los que el terreno de cimentación contiene boleos, roca blanda u otro tipo de obstrucciones arriba del estrato de apoyo, el pilote de tubo abierto permite a veces la remoción de dichos materiales y garantiza que la carga se transmitirá directamente al estrato de apoyo o hasta empotrarse en la roca. Los pilotes de tubo abierto también se usan como pilotes de fricción. El tubo se puede hincar en tramos cortos si el espacio es reducido. Si se extrae el suelo del interior del pilote, se puede llenar con concreto.

Entre otras ventajas de los pilotes de tubo de acero se tienen las siguientes:

- Se pueden tener longitudes variables, hasta de 55 m, ya que los empalmes se hacen fácilmente
- Los diámetros pueden alcanzar hasta 60 cm o más (casi 120 cm para plataformas marinas).

de que se formen vacíos. Se ha encontrado que el concreto en condiciones confinadas desarrolla una mayor resistencia a la compresión que si no estuviera confinado, aunque este hecho no se toma en cuenta en el diseño.

Debido a las propiedades del acero no es necesario considerar las condiciones de manejo en el diseño. En los pilotes de tubo de acero se pueden alcanzar capacidades de carga hasta de 200 ton.

Cuando las condiciones del terreno de hincado pueden causar corrosión en el acero, los pilotes se pueden proteger con algún recubrimiento aplicado antes de su colocación o especificando un cierto contenido de cobre en la fabricación del acero.

3.3.6 Pilotes y pilas colados en el lugar

3.3.6.1 Uso de pilotes y pilas colados en el lugar

Los pilotes colados *in situ* pueden tener diferentes formas y dimensiones. Cuando presentan un diámetro de más de 60 cm, se conocen como pilas cilíndricas. Este tipo de cimentación se fabrica haciendo una perforación en el suelo y llenándola con concreto. Pueden o no construirse con ademe. El ademe o cimbra ahogada está formado, ya sea por un tubo metálico lo suficientemente pesado como para poder hincarse sin mandril, o por un tubo metálico ligero hincado con un mandril que se extrae después del hincado.

Ambos tipos se pueden reforzar con varillas si es necesario. Su uso se ha generalizado debido a su alta capacidad de carga.

Las ventajas de los pilotes colados en el lugar son las siguientes:

- Resultan adecuados como pilotes de alta capacidad por punta apoyados en roca y se han usado con éxito en arcillas duras
- Se pueden usar con longitudes variables, en diámetros hasta de 2.5 m y para cargas hasta de 2000 ton
- Se requiere poco espacio de almacenamiento y no hace falta equipo especial de manejo; se eliminan los daños por manejo
- No se necesita recortar ni prolongar el pilote para alcanzar la longitud necesaria
- Se eliminan los daños al concreto durante el hincado, salvo los que puedan ser causados por el hincado de pilotes adyacentes.

No se recomienda sin embargo usar este tipo de pilotes cuando se tengan que atravesar depósitos de materiales no cohesivos sueltos o cuando se presentan condiciones de agua artesiana; en tales casos puede ser imposible excavar con éxito aunque se empleen lodos bentoníticos.

3.3.6.2 Diseño estructural

Para analizar estructuralmente la pila bajo carga axial o lateral se deben seguir las recomendaciones para pilotes.

Cuando el colado del concreto se hace con el método *tremie* (ref 3.19) el revenimiento es generalmente de 18 cm. El proporcionamiento del concreto lo deberá efectuar personal capacitado.

Se recomienda que la resistencia del concreto esté limitada a 350 kg/cm². Dependiendo de las circunstancias en las que se realice la instalación, puede ser aconsejable desprestigiar los 2.5 cm exteriores del concreto en pilotes sin ademe, cuando se calcula el área de la sección transversal que contribuye a la capacidad.

Si los pilotes se excavan con lodo bentonítico, se deberá determinar la calidad del fluido (densidad, viscosidad, etc.) y controlarla constantemente para asegurarse de su correcto comportamiento (ref 3.19).

El porcentaje de acero de refuerzo y la longitud del tramo que debe reforzarse se determinan en base a las condiciones de carga. En algunos casos puede omitirse el refuerzo de acero

- Por requisitos impuestos por la necesidad de mantener la estabilidad del armado durante su colocación y al colar el concreto.

El acero de refuerzo tiene por supuesto que satisfacer las especificaciones bajo las que se construye la obra en lo referente a calidad y limpieza. Se debe tener cuidado al diseñar el acero de refuerzo para garantizar que sea estable durante el manejo y colocación. Algunos proyectistas emplean cinchos de acero colocados por debajo del zunchado en hélice para dar al armado una mejor estabilidad. Los cinchos resultan mucho más eficientes cuando es posible soldarlos. Como se mencionó anteriormente, el problema más serio en el diseño del armado de refuerzo se presenta en el método de ademe y cuando el refuerzo vaya a estar sometido a las fuerzas inducidas por el concreto sin fraguar.

Un detalle crítico en el diseño del acero de refuerzo es que debe dejarse una separación suficiente entre el armado y las paredes del barreno, así como entre las varillas mismas, para permitir el paso libre del concreto colado. El recubrimiento mínimo podrá ser de 4 cm, excepto en pilotes expuestos al agua de mar u otros ambientes muy agresivos, donde será de 7.5 cm como mínimo.

No se puede diseñar una cimentación a base de pilas o pilotes colados en el lugar sin tomar en cuenta los procedimientos constructivos a seguir. Además, el diseño debe considerar la disponibilidad de equipo y materiales y la experiencia de los contratistas locales.

Mayores detalles sobre el diseño y construcción de pilas de cimentación se pueden encontrar en la ref 3.20.

En las ampliaciones de base de pilas en forma de campana (fig 3.12), los costados tendrán una inclinación no mayor a 30° con respecto a la vertical. El espesor del borde del extremo inferior será por lo menos de 15 cm y el diámetro del fondo no debe exceder tres veces el diámetro del fuste de la pila.

El diámetro de la cabeza debe ser por lo menos 15 cm mayor que el diámetro del fuste. La altura de la cabeza debe ser suficiente para alojar el desarrollo del refuerzo vertical procedente del fuste, y las barbas o pernos de anclaje de la columna.

3.3.7 Pilotes sujetos a sollicitaciones horizontales

Cuando los pilotes deben soportar fuerzas laterales significativas, deberá recurrirse a pilotes inclinados, o en su defecto considerar dichas fuerzas laterales en el diseño en la forma que se indica a continuación.

En la mayoría de los casos, a excepción de pilotes rígidos cortos, la carga horizontal máxima que se puede aplicar con seguridad a un pilote vertical está limitada no por la capacidad de carga del suelo circundante sino por la magnitud de la deflexión del pilote y de los momentos flexionantes resultantes sobre el pilote.

El análisis del comportamiento de pilotes cargados horizontalmente puede basarse en el concepto de reacción elástica. Siguiendo éste enfoque, se supone que el suelo alrededor de un pilote es equivalente a una serie de resortes horizontales, cada uno de ellos representando el comportamiento de una capa de suelo de espesor unitario (fig 3.13). Cuando el pilote es empujado contra el suelo al actuar las cargas horizontales, el suelo se deforma y genera una reacción elástica que se supone idéntica a la fuerza que sería producida por un resorte ideal sujeto a la misma deformación. Con la hipótesis adicional de que el suelo es homogéneo, o de que todos los resortes del modelo son idénticos, el comportamiento del suelo se puede determinar si se conoce la constante equivalente del resorte. A esta constante del resorte, definida a continuación, se le llama *coeficiente de reacción* (K_d).

3.3.7.1 Coeficiente de reacción

Aunque su definición es simple, el coeficiente de reacción K_s ha demostrado ser un parámetro muy difícil de evaluar. Esto se debe al hecho de que no se puede medir en pruebas de laboratorio sino que más bien debe calcularse por retroalimentación a partir de pruebas de campo a escala natural. Las investigaciones han mostrado que varía no sólo con el tipo de suelo y sus propiedades mecánicas, sino también con el nivel de esfuerzos y la geometría del pilote.

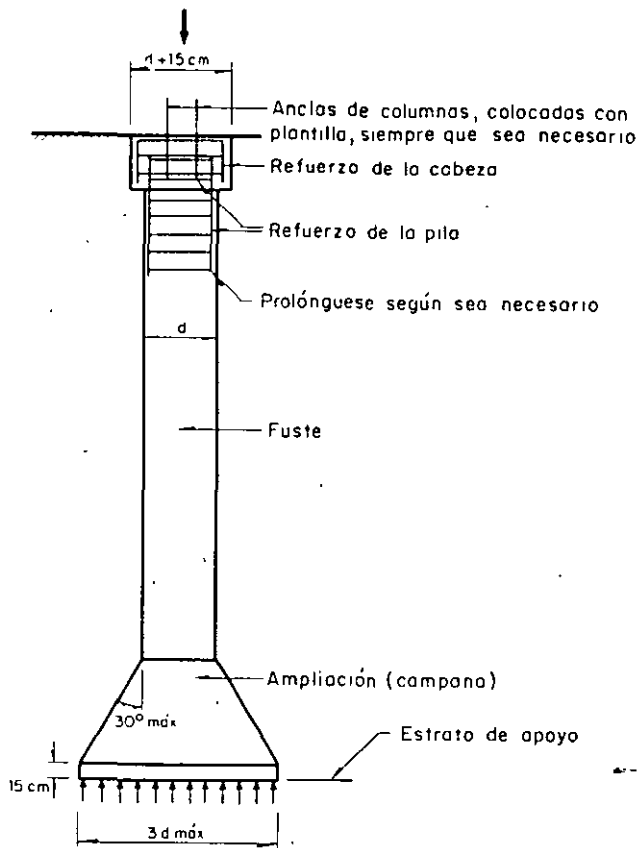
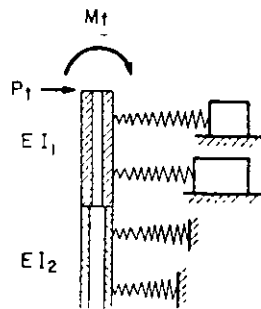


Fig 3.12 Configuración de una pila (ref 3.17)



1) En suelos sin cohesión:

$$K_s = n_h \frac{z}{D} \quad (3.47)$$

donde:

- K_s coeficiente de reacción horizontal a la profundidad z , ton/m³
 z profundidad, m
 D diámetro del pilote, m
 n_h constante relacionada con la compacidad del suelo, cuyos valores aparecen en la tabla 3.8.

TABLA 3.8 Valores de n_h para suelos sin cohesión

Compacidad del suelo	n_h , ton/m ³	
	Arriba del nivel freático	Abajo del nivel freático
Suelta	230	130
Compacta	680	450
Densa	1800	1100

2) En suelos cohesivos:

$$K_s = \frac{67 c_u}{1.5 D} \quad (3.48)$$

donde:

- K_s coeficiente de reacción horizontal, ton/m³
 c_u resistencia al corte no drenada del suelo, ton/m²
 D diámetro del pilote, en m.

Debido al efecto del nivel de esfuerzos y de la geometría del pilote en el valor de K_s así como al carácter empírico de estas expresiones, el coeficiente de reacción determinado de este modo presenta un alto grado de incertidumbre y debe usarse con criterio.

3.3.7.2 Determinación de momentos y deflexiones

Por simplicidad, sólo se considerará el caso más común de pilotes con traveses de liga rígidas apoyadas en la superficie del terreno.

La distribución y magnitud de los momentos y deflexiones en un pilote sometido a fuerzas horizontales, es esencialmente función de la rigidez relativa T del sistema pilote-suelo. T está dada por (ref 3.3):

K_s coeficiente de reacción, ton/m³

T rigidez relativa, m.

A partir de los valores de T se pueden calcular los momentos M_p y las deflexiones δ_p a cualquier profundidad, usando las siguientes fórmulas:

$$M_p = F_m \cdot P \cdot T \quad (3.50)$$

$$\delta_p = F_\delta \left(\frac{PT^3}{EI} \right) \quad (3.51)$$

donde:

M_p momento a la profundidad z , ton-m

δ_p deflexión a la profundidad z , m

F_m factor de momento a la profundidad z , dado por la fig 3.14

F_δ factor de deflexión a la profundidad z , dado por la fig 3.14

P carga horizontal, ton

T rigidez relativa, m

E módulo de elasticidad del material del pilote, ton/m²

I momento de inercia de la sección transversal del pilote, m⁴.

Las consideraciones anteriores son aplicables a pilotes individuales. Se dispone de poca información sobre el comportamiento de grupos de pilotes aunque se sabe que el efecto de grupo produce una reducción en el coeficiente de reacción que es función de la separación entre lotes en la dirección de la carga, según se muestra en la tabla 3.9.

El espaciamiento entre pilotes perpendicular a la dirección de la carga no tiene influencia, siempre que sea mayor de 2.5D.

Para determinar en forma aproximada las fuerzas internas que se generan en un pilote por efecto de cargas laterales aplicadas en sus extremos, será admisible considerar el pilote empotrado a una profundidad l_e debajo del nivel de contacto con el suelo y despreocuparse de su interacción con el suelo en dicha longitud. El grado de restricción en el extremo superior del pilote se determinará a partir de la rigidez relativa pilote-cimentación.

La longitud l_e se determinará como:

$$l_e = 1.8 T \quad (3.52)$$

donde T está definida por la ec 3.49.

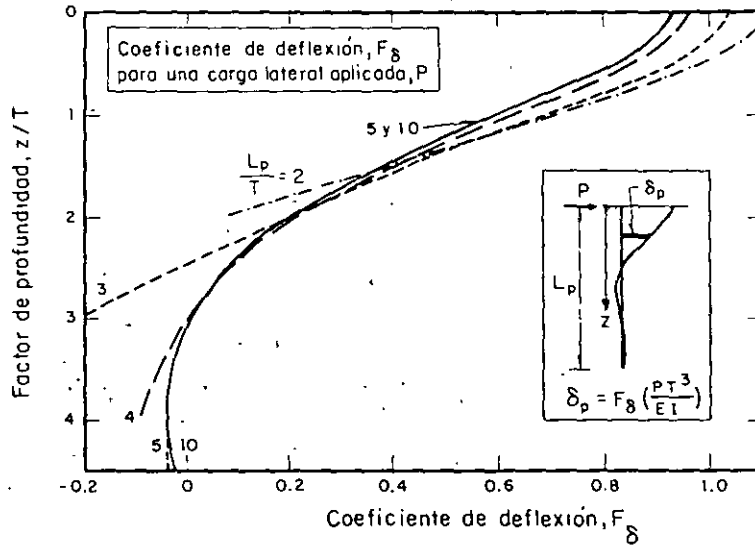
Un método más refinado para realizar el análisis por cargas laterales se basa en la ecuación diferencial general para pilotes cargados lateralmente, expresada como sigue:

$$\frac{d^4 y}{dz^4} + \frac{E_s}{ET} y = 0 \quad (3.53)$$

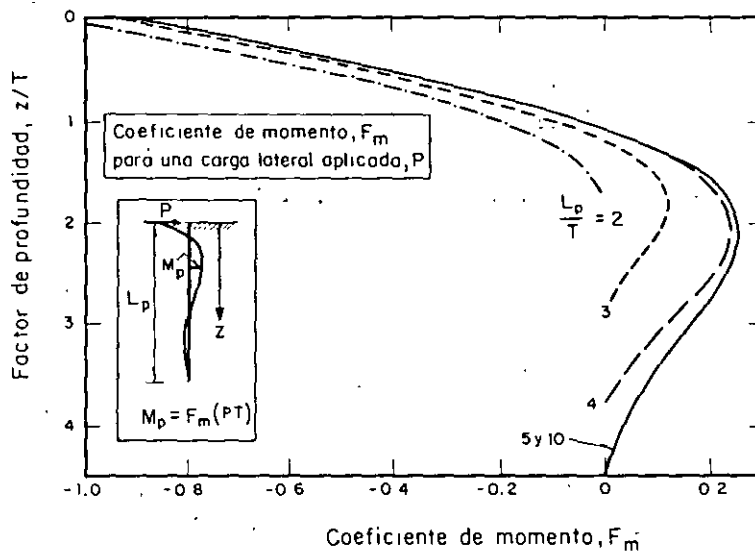
$$E_s = - \frac{P}{y}$$

(3.54)

en la que p es la presión de contacto entre el suelo y el pilote y depende de la interacción entre ambos.



$$T = \left(\frac{EI}{K_s} \right)^{1/5}$$



K_s Coeficiente de reacción
Módulo de elasticidad del material del pilote

TABLA 3.9 Coeficiente de reacción en grupos de pilotes, en función del espaciamiento entre pilotes

Espaciamiento	K_{grupo}
8D	1.00 K_S
6D	0.70 K_S
4D	0.40 K_S
3D	0.25 K_S

Un modelo que permite resolver numéricamente con la ayuda de computadoras la ecuación diferencial 3.53 se ilustra en la fig 3.13. Las cargas se indican en el extremo superior del pilote el cual presenta dos cambios en la rigidez a flexión. Una serie de resortes no lineales representa las características fuerza-deformación del suelo.

Una curva típica p-y para un suelo a una profundidad determinada se muestra en la fig 3.15. Tales curvas pueden obtenerse a partir de datos de pruebas de laboratorio.

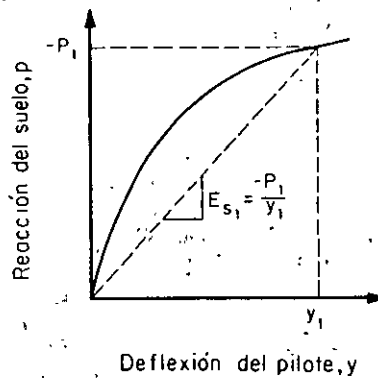


Fig 3.15 Curva típica p-y de un suelo a una profundidad x_1 (ref 3.17)

Un análisis refinado del efecto de las cargas laterales se requiere sobre todo en estructuras marinas como duques de alba o plataformas en las que se presentan cargas laterales importantes, debidas a impactos de embarcaciones en movimiento, al efecto del oleaje y a la presión del viento sobre la superestructura. El método no se aplica a cargas sostenidas ni a sismo.

El método diferencial antes mencionado requiere la compatibilidad entre el comportamiento de

REFERENCIAS

- 3.1 *Bearing capacity and settlement of foundations*, Proceedings of a Symposium held at Duke University on April 5-6, 1965, A.S. Vesic, ed., Duke University, Durham, N.C., 1967
- 3.2 *Design Manual: Soil mechanics, foundations, and earth structures*. NAVFAC DM-7, Department of the Army, Naval Facilities Engineering Command, March, Washington, D. C., 1971
- 3.3 *Canadian foundation engineering manual. Part 3: Deep foundations*, Canadian Geotechnical Society, Montreal, 1978
- 3.4 Meyerhof, G.G., *Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils*, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings ASCE, Vol. 82, N° SM1, Paper N° 866, New York, 1956
- 3.5 Vesic, A.S., *Investigations of bearing capacity of piles in sand*, Soil Mechanics Laboratory Publication N° 3, Duke University, College of Engineering, Durham, N.C., 1964
- 3.6 Meyerhof, G.G., *Bearing capacity and settlement of pile foundations*, Journal of the Geotechnical Engineering Division, Proceedings ASCE, Vol. 102, N° GT3, New York, 1976
- 3.7 Vesic, A.S., *Design of pile foundations*, National Cooperative Highway Research Program, Synthesis of Highway Practice N° 42, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 1977
- 3.8 Simons, N.E. and Menzies, B.K., *A Short course in foundation engineering*, Newnes-Butterworths, London, 1977
- 3.9 *Manual de diseño de obras civiles. Geotecnia, fascículo B.2.4: Cimentaciones en suelos*, Comisión Federal de Electricidad, Instituto de Investigaciones Eléctricas, México, D. F., 1981
- 3.10 Terzaghi, K. and Peck, R.B., *Soil mechanics in engineering practice*, 2nd. edition, J. Wiley and Sons, New York, 1967
- 3.11 Vesic, A.S., *Tests on instrumented piles, Ogeechee River site*, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings ASCE, Vol. 96, New York, 1970
- 3.12 Skempton, A.W., Yassin, A.A. and Gibson, R.E., *Théorie de la force portante des pieux dans le sable*, Annales de L'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, Paris, 1953
- 3.13 Kézdi, A., *Filosofía de las cimentaciones profundas*, Memorias de la Tercera Conferencia Nabor Carrillo, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, Guanajuato, 1976
- 3.14 Broms, B., *Lateral resistance of piles in cohesive soils*, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings ASCE, Vol. 90, N° SM2, New York, 1964
- 3.15 Broms, B., *Lateral resistance of piles in cohesionless soils*, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings ASCE, Vol. 90, N° SM3, New York, 1964
- 3.16 *Foundation engineering*, G.A. Leonards, ed., McGraw-Hill Book Company, Chapter 7: Pile Foundations, New York, 1962
- 3.17 *Manual de diseño de obras civiles. Estructuras, fascículo C.2.2: Diseño estructural de cimentaciones*, Comisión Federal de Electricidad, Instituto de Investigaciones Eléctricas, México, D. F., 1981
- 3.18 ACI Committee 543, *Recommendations for design, manufacture and installation of concrete piles*, ACI Journal, Proceedings Vol. 70, N° 8, USA, 1973

BIBLIOGRAFIA CONSULTADA

Bearing capacity of soils, Engineer Manual EM 1110-2-1903, Corps of Engineers, U.S. Army, USA, 1958

Design of pile structures and foundations, Engineer Manual EM 1110-2-2906, Corps of Engineers, U.S. Army, USA, 1958

Poulos, H.G. and Davis, E.H., *Pile foundations analysis and design*, J. Wiley and Sons, Chapter 15, USA, 1980